



Technologies informatiques pour l'étude du comportement expérimental et numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé

Alaa Eddin Iskef

► To cite this version:

Alaa Eddin Iskef. Technologies informatiques pour l'étude du comportement expérimental et numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé. Génie civil. Université Paris-Saclay, 2016. Français. <NNT : 2016SACLN015>. <tel-01317456>

HAL Id: tel-01317456

<https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01317456>

Submitted on 18 May 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NNT : 2016SACLN015

THÈSE DE DOCTORAT
DE
L'UNIVERSITÉ PARIS-SACLAY
PRÉPARÉE A
L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN

ÉCOLE DOCTORALE N°579

Sciences mécaniques et énergétiques, matériaux et géosciences (SMEMAG)

Spécialité de doctorat : Génie Civil

par

M. Alaa Eddin Iskef

Technologies informatiques pour l'étude du comportement expérimental et
numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé

Thèse présentée et soutenue à Cachan, le 08 avril 2016 :

Composition du Jury :

M. KOTRONIS Panagiotis, Professeur, Ecole Centrale de Nantes, Président
M. FERRIER Emmanuel, Professeur, Université Lyon 1, Rapporteur
M. GRANGE Stéphane, Maître de Conférences, Université de Grenoble-Alpes, Rapporteur
M. MAZARS Jacky, Professeur, Institut Polytechnique de Grenoble, Examinateur
M. GATUINGT Fabrice, Professeur, Université Paris-Saclay, Directeur de thèse
M. RAGUENEAU Frédéric, Professeur, Université Paris-Saclay, Co-Encadrant de thèse
M. GIRY Cédric, Maître de Conférences, Université Paris-Saclay, Co-Encadrant de thèse

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur de thèse, Fabrice, et mes co-encadrants de thèse, Frédéric et Cédric, pour la confiance qu'ils m'ont accordée en acceptant d'encadrer ce travail doctoral, pour leurs multiples conseils et pour toutes les heures qu'ils ont consacrées à diriger cette recherche. J'aimerais également leur dire à quel point j'ai apprécié leur grande disponibilité et leur respect sans faille des délais serrés de relecture des documents que je leur ai adressés. Enfin, j'ai été extrêmement sensible à leurs qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail doctoral.

Merci aux membres du jury et aux rapporteurs d'avoir examiné mes travaux, lu attentivement ce manuscrit, formulé des critiques constructives.

J'adresse aussi ma profonde reconnaissance à tous les collègues qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Je ne peux pas finir sans remercier tout particulièrement ma femme qui a su faire preuve d'une grande patience durant ces quatre longues années et pour son soutien lors de la rédaction du manuscrit. Enfin, je dédie cette thèse à mes parents, mes frères, ma sœur et à tous mes ami(e)s.

Titre : Technologies informatiques pour l'étude du comportement expérimental et numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé.

Mots clés : béton armé, assemblage, analyse nonlinéaire, expérimentation, corrélation d'images numériques et stéréo-vision.

Résumé : L'analyse du comportement des assemblages poteau-poutre en béton armé ainsi que leur influence sur la résistance de l'ensemble de la structure sous chargement cyclique ou sismique a fait l'objet de plusieurs investigations ces dernières années. Toutefois, le comportement de cette partie de structure reste loin d'être maîtrisé à cause de la complexité de cet assemblage qui fait intervenir plusieurs phénomènes physiques, et à cause du manque de données expérimentales. Ce travail a pour but de mettre en place et fournir une base de données expérimentales fiable et dense dont la vocation est de donner accès à un benchmark expérimental pour permettre la modélisation et la validation du comportement de ces assemblages.

Title : Information technologies for the study of the experimental and numerical behavior of a reinforced concrete beam-column joint.

Keywords : reinforced concrete, joint, nonlinear analysis, experiment, digital image correlation and stereo-vision.

Abstract : The behavior of reinforced concrete beam-column joints and their influence on the strength of the structures under cyclic or seismic loadings has been the subject of several investigations in recent years. However, the behavior of that part of the structure remains far from being mastered due to the complexity of the assembly involving several physical phenomena and due to the lack of exhaustive experimental data. This work aims to implement and provide a reliable and dense experimental database whose vocation is to provide access to an experimental benchmark to enable the modeling and validation of the behavior of these assemblies.

Table des matières

Table des matières	i
Table des figures	iii
Liste des tableaux	ix
Introduction et Contexte	1
1 État de l'art : Nœud d'ossature poutre-poteau en béton armé	5
1 Mécanisme de l'assemblage poutre-poteau en béton armé	7
1.1 Introduction	7
1.2 Résistance au cisaillement de l'assemblage poutre-poteau	8
1.3 Mécanisme de transfert de l'effort de cisaillement	10
1.4 Modes de rupture de l'assemblage poutre-poteau non confiné	13
1.5 Autres types de comportements	14
2 Investigations expérimentales	15
2.1 Essais monotones	15
2.2 Essais cycliques	17
2.3 Résumé des études expérimentales	19
3 Modélisation des structures en béton armé sous chargement sismique	20
3.1 Modélisation des assemblages poutre-poteau en béton armé	21
3.2 Résumé des études numériques	29
4 Conclusion	29
2 Identification du comportement des assemblages poutre-poteau en béton armé	31
1 Introduction	33
2 Pré-études numériques	33
2.1 Définition des caractéristiques du corps d'épreuve	33
3 Présentation de la campagne expérimentale	37
3.1 Formulation du béton et fabrication du spécimen	38
3.2 Configuration de l'essai	40
3.3 Dispositifs de mesure	43
3.4 Programme de chargement :	59
4 Présentation des résultats d'essai	62

4.1	Comportement global de l'assemblage poutre poteau	62
4.2	Analyse par stéréo-corrélation d'image	65
5	Conclusion	97
Conclusion et Perspectives		99
A	Modélisation des assemblages poutre-poteau en béton armé	103
1	Introduction	104
2	Analyses numériques	104
2.1	Maillage de l'assemblage poutre-poteau	104
2.2	Conditions aux limites	105
2.3	Lois de comportement des matériaux	109
2.4	Premiers résultats numériques	112
3	Conclusion	116
Bibliographie		119

Table des figures

1	Sévères endommagements des assemblages poutre-poteau sous l'action sismique	1
1.1	Classification des assemblages poutre-poteau [ACI-318, 2002]	7
1.2	Sévères endommagements des assemblages poutre-poteau sous l'action sismique (séisme de Padang en Indonésie, 2009)	8
1.3	Efforts agissant sur l'assemblage extérieur poutre-poteau pendant le chargement sismique	9
1.4	Jonction extérieure poutre-poteau soumise au chargement sismique [Park et Paulay, 1975]	11
1.5	Mécanisme de transfert de force (jonction extérieure poutre-poteau) : (a) bielle diagonale de compression, (b) mécanisme de tirants, (c) forces, [Hwang et Lee, 1999]	11
1.6	Mécanisme de transfert de force : bielle diagonale de compression	12
1.7	Modes de rupture de l'assemblage poutre-poteau non confiné [Hassan, 2011]	13
1.8	Mécanismes d'endommagement pour les jonctions extérieurs : (a) barres de la poutre courbées dehors du noyau de la jonction ; (b),(c) barres de la poutre courbées dans le noyau de la jonction ; (d) mécanisme de coin en béton, [Pampanin <i>et al.</i> , 2002]	15
1.9	Définition des types d'ancrage	16
1.10	Réponse hystérétique pour les spécimens avec des charges axiales faibles et élevées [Clyde <i>et al.</i> , 2000]	18
1.11	Mécanisme d'endommagement [Pampanin <i>et al.</i> , 2002]	18
1.12	Chargements imposés [Pampanin <i>et al.</i> , 2007]	19
1.13	Résultats expérimentaux (boucles d'hystérésis) des jonctions 2D et 3D [Pampanin <i>et al.</i> , 2007]	19
1.14	Modèle proposé par [Pampanin <i>et al.</i> , 2003]	23
1.15	Hypothèse de déformation en cisaillement du macro-élément [Hasnaoui, 2014]	23
1.16	Macro-modèles pour les nœuds d'ossature poutre-poteau	24
1.17	Macro-modèles pour les nœuds d'ossature poutre-poteau	25
1.18	Modèle proposé par [Shin et LaFave, 2004]	26
1.19	Modèles de réponse complexe	27
1.20	Modélisation 2D de l'assemblage poutre-poteau	27
1.21	Modèle micro-plan [Ožbolt <i>et al.</i> , 2001]	28
1.22	Modèle discret de la liaison béton-acier [Genesio, 2012]	28

1.23	Influence de la modélisation de la liaison béton-acier [Lettow, 2006] . . .	29
2.1	Machine d'essai	34
2.2	Modèle de l'assemblage extérieur poutre-poteau en éléments finis tridimensionnels	35
2.3	Géométrie et ferrailage considérés pour l'assemblage extérieur poutre-poteau	36
2.4	Réponse force-déplacement pour différents chargements appliqués à l'assemblage en béton armé	37
2.5	Géométrie et ferrailage de l'assemblage extérieur poutre-poteau	39
2.6	Ferrailage et coffrage de l'assemblage poutre-poteau	40
2.7	Configuration de l'essai sur un assemblage poutre-poteau	41
2.8	Dispositif de chargement	42
2.9	Procédé de collage des casques a l'éprouvette	42
2.10	Cellule d'efforts 6 composantes	44
2.11	Analyse de la capacité de la cellule d'efforts 6 composantes	45
2.12	Positions des jauges de déformation sur la cellule d'efforts 6 composantes	46
2.13	Collage et câblage des jauges de déformation	46
2.14	Montage pour la calibration de la cellule d'efforts : efforts et moments	47
2.15	Propriétés de la rotule	47
2.16	Calibration de la cellule d'efforts - Machine : Électromécanique	48
2.17	Calibration de la cellule d'efforts dans la direction X - Machine électromécanique	49
2.18	Calibration de la cellule d'efforts - Machine : Hexapode	49
2.19	Calibration de la cellule d'efforts dans la direction X - Machine Hexapode	50
2.20	Zones d'étude sur une image de référence et sur une image déformée	52
2.21	Mouchetis de l'assemblage poutre-poteau	53
2.22	Modélisation de l'image d'un point 3D \mathbf{X} en un point 2D \mathbf{x}	54
2.23	Détermination des matrices de projection par une approche globale de stéréo-corrélation d'image [Beaubier <i>et al.</i> , 2014]	55
2.24	Approche isogéométrique pour la mesure des champs de déplacements 3D pour série de configurations déformées par rapport à une configuration de référence [Dufour, 2015]	56
2.25	Disposition des appareils photographiques reflex (entourés en rouge) pour l'essai sur l'assemblage poutre poteau	57
2.26	Images capturées par chaque caméra	58
2.27	Historique du chargement cyclique(premier palier)	59
2.28	Historique du chargement cyclique(deuxième palier)	60
2.29	Historique du chargement cyclique(deuxième palier)	60
2.30	Historique du chargement cyclique(troisième palier)	61
2.31	Historique du chargement cyclique(troisième palier)	61
2.32	Chargement (1) : comportement global (effort-déplacement) dans la direction Y	62

2.33	Chargement(1) : raideur globale dans la direction Y calculé aux sommets positive et négatives de chaque cycle du chargement	63
2.34	Chargement(2) : comportement global (effort-déplacement)	64
2.35	Chargement(3) : comportement global (effort-déplacement)	65
2.36	Partie considérée de l'éprouvette pour la stéréo-corrélation d'image	66
2.37	Surface NURBS théorique : points rouge représentent les points de contrôle et la surface bleu est la forme 3D	66
2.38	Chargement (1) - image 300 : champs de déplacement (U_x , U_z) mesurés par stéréo-corrélation sur les faces de l'éprouvette (cm)	67
2.39	Chargement (1) - image 300 : (a) champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation sur les faces de l'éprouvette (cm), (b) champ de résidus mesuré par stéréo-corrélation	68
2.40	Extrémités de l'assemblage poutre-poteau : notations et direction du champ de déplacement	69
2.41	Chargement (1) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL)	70
2.42	Chargement (1) : champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de deux extrémités du poteau (Pot-CL1 et Pot-CL2)	71
2.43	Chargement (1) : comportement global (effort mesuré - déplacement moyen mesuré par stéréo-corrélation Pout-CL) dans la direction Y	72
2.44	Chargement (2) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL)	73
2.45	Chargement (2) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL)	73
2.46	Chargement (2) : champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de deux extrémités du poteau (Pot-CL1 et Pot-CL2)	74
2.47	Chargement (2) : comportement global (effort mesuré - déplacement moyen mesuré par stéréo-corrélation Pout-CL) dans la direction Y et Z	75
2.48	Chargement (3) : champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation de quelques points sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)	76
2.49	Chargement (3) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation du point (P_2) sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)	76
2.50	Chargement (3) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation du point (P_2) sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)	77
2.51	Influence du nombre d'images analysées par stéréo-corrélation sur le champ de déplacement mesuré U_y pour le premier chargement	78

2.52	Chargement (3) : comportement global (effort mesuré - déplacement mesuré par stéréo-corrélation) dans la direction Y et Z	78
2.53	Mailage de référence pour le chargement (1 et 2)	79
2.54	Assemblage poutre-poteau : Notations et directions du chargement	80
2.55	Faces tendues et comprimées de l'assemblage poutre-poteau en fonction de déplacements imposés (U_y , U_z)	81
2.56	Chargement (1) : points rouges images analysées par CIN, points bleus images capturées	82
2.57	Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	83
2.58	Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	83
2.59	Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	84
2.60	Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	84
2.61	Chargement (2) : points rouges images analysées par CIN, points bleus images capturées	87
2.62	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	88
2.63	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	88
2.64	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	89
2.65	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	89
2.66	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	90
2.67	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	90
2.68	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	91
2.69	Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)	91
2.70	Chargement (3) : points rouges images analysées par CIN, points bleus images capturées	93
2.71	Chargement (3) : champ de déformation ϵ_{dev} pour l'image 59 (1 mm \approx 8.75 pixel)	93
2.72	Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 8.75 pixel)	94
2.73	Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 85 pixel)	94

2.74	Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 8.75 pixel)	95
2.75	Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 8.75 pixel)	95
2.76	Champ de résidus mesuré par CIN à la fin du troisième palier du chargement	96
A.1	Discretisation 3D : maillage du béton	105
A.2	Discretisation 3D : maillage des armatures longitudinales et transversales	105
A.3	Partie modélisée de l'éprouvette (assemblage poutre-poteau)	106
A.4	Extrémité de l'assemblage à l'instant ($t=0$) et t	107
A.5	Modèle d'endommagement Damage_TC en traction et compression . . .	111
A.6	Évolution du champ d'endommagement en traction de modèle Damage_TC sous premier chargement	113
A.7	Chargement (2) : champs d'endommagement en traction et en compression de modèle Damage_TC au temps ($t=0.685$)	114
A.8	Chargement (1) : champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation de l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)	115
A.9	Chargement (1) - image 300 : (a) champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation, (b) champ de résidus mesuré par stéréo-corrélation . .	116
A.10	Évolution du champ d'endommagement en traction de modèle Damage_TC sous premier chargement	117

Liste des tableaux

2.1	Paramètres des modèles de matériau	35
2.2	Propriétés des matériaux disponibles	40
2.3	Composantes maximales de la cellule d'efforts 6 composantes	44
2.4	Composantes maximales pour la calibration de la cellule d'efforts	47
2.5	Chargement (1) : efforts maximaux mesurés	63
2.6	Chargements (2 et 3) : efforts maximaux mesurés	65
2.7	Nombre d'images analysées par stéréo-corrélation d'image	67
2.8	Incertitude de mesure par stéréo-corrélation pour les champs de déplacements déterminés sur les côtés supérieurs pour les trois extrémités (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2)	69
2.9	Chargement (1) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) - (unité : mm)	70
2.10	Chargement (2) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) - (unité : mm)	72
2.11	Chargement (3) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation pour le point P_2 sur chaque extrémité de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) - (unité : mm)	77
2.12	Nombre d'images analysées par CIN	80
2.13	Incertitude de mesure pour les champs de déplacements et les champs de déformations mesurés par CIN	81
2.14	Chargement (1) : effort mesuré au niveau de l'extrémité de la poutre, champs de déplacement consigne et champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL) pour les images sélectionnées	82
2.15	Chargement (2) : effort mesuré au niveau de l'extrémité de la poutre, champs de déplacement consigne et champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL) pour les images sélectionnées	86

2.16	Chargement (3) : effort mesuré au niveau de l'extrémité de la poutre, champs de déplacement consigne et champs de déplacement mesurés mesurés par stéréo-corrélation du point (P_2) sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext) pour les images sélectionnées	92
A.1	Caractéristiques des matériaux	110
A.2	Paramètres du modèle Damage_TC	111
A.3	Paramètre du modèle de l'acier	112
A.4	Rotations considérées pour la validation	115

Introduction et Contexte

Contexte et Objective

Les déficiences constructives de bâtiments ne sont généralement pas connues avant que les tremblements de terre les soulignent tragiquement. Plusieurs événements sismiques récents ont montré les fragilités des bâtiments ayant une structure en béton armé construite avec des principes de conception erronés. Les structures poutres-poteaux formant des cadres (*Moment Resisting Frame*) construits jusqu'à la fin des années 1970 sont généralement très sensibles aux actions latérales et leurs faibles performances se traduisent souvent par un effondrement fragile pendant un tremblement de terre (voir la figure 1). Dans la plupart des cas, les raisons de ce comportement indésirable de ces structures en béton armé sont dues à une conception déficiente des nœuds poutre-poteau et en particulier ceux situés en bord de bâtiment (nœuds extérieurs), voir la figure 1.

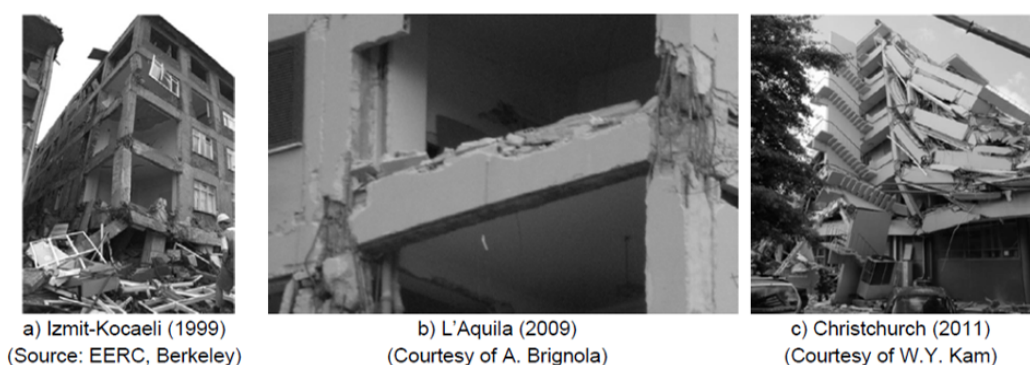


FIGURE 1: Sévères endommagements des assemblages poutre-poteau sous l'action sismique

L'analyse du comportement des liaisons poteau-poutre ainsi que leur influence sur la résistance de l'ensemble de la structure sous chargement cyclique et sismique a fait l'objet de plusieurs investigations ces dernières années. Toutefois, le comportement de cette partie de structure reste loin d'être maîtrisé à cause de la complexité de cet assemblage qui fait intervenir plusieurs phénomènes physiques, et à cause du manque de données expérimentales.

Afin d'améliorer les outils numériques et de calculs de l'ingénierie ainsi que les capacités de simulation du comportement structurel des structures de Génie Civil (par exemple, la prédiction de la fissuration), il est nécessaire de confronter les développements théoriques et numériques à l'expérimentation. Des avancées significatives ont eu lieu dans ce cadre en termes de résultats expérimentaux et de modélisation numérique durant ces dernières années. Aujourd'hui, il est nécessaire de confronter ces avancées avec la pratique quotidienne de l'ingénierie.

Le comportement des liaisons poteau-poutre, qui fait intervenir plusieurs phénomènes physiques, nécessite des données expérimentales fiables pour valider ou invalider les modélisations proposées récemment. Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'apporter une contribution à la modélisation du comportement des liaisons poteau-poutre en s'appuyant sur des expérimentations (dialogue intime essai-calcul).

Dans un premier temps, un essai d'identification original à l'échelle de l'élément de structure a été conçu sur la base d'une expérience fortement instrumentée afin d'identifier le comportement d'un assemblage poutre-poteau en termes de résistance, de raideur et de ductilité lors de sollicitations complexes (cycliques croissantes) et selon plusieurs axes de sollicitation. Cet essai vise à fournir, par des mesures de champs optiques, des données quantitatives tridimensionnelles de cinématiques de l'assemblage poutre-poteau qui permettent d'appréhender quantitativement les conditions aux limites réelles mesurées, et d'apprécier les mécanismes de dégradation. Cette expérience dont la cinématique est quantifiée de manière très exhaustive à trois dimensions tout au long du chargement a pour vocation de nourrir un benchmark pour la validation (ou l'invalidation) de modèles numériques d'endommagement de liaisons. Au contraire d'expériences précédemment documentées, un soin particulier a été porté à mesurer les conditions aux limites réellement imposées.

Dans un second temps, des modélisations numériques de l'essai expérimental à l'échelle micromécanique ont été effectuées à l'aide du logiciel Cast3M afin de mettre en évidence de mécanismes nonlinéaires intervenants. Cette étape confirme les phénomènes observés expérimentalement : endommagement, frottement, plasticité. De plus, ces analyses fournissent les principales informations sur le comportement des assemblages poutre-poteau à l'échelle micromécanique.

Ce mémoire est organisé en deux chapitres énumérés comme suit :

- **Le premier chapitre** parcourt brièvement le mécanisme des assemblages poutre-poteau en béton armé. Un état de l'art concernant les investigations expérimentales et numériques effectuées sur ces assemblages disponibles dans la littérature sont présentes.
- **Le deuxième chapitre** est concentré sur des analyses expérimentales de l'essai à

l'échelle de l'élément de structure effectué au centre d'essais du LMT-Cachan sur un assemblage poutre-poteau en béton armé sous chargements alternées selon plusieurs axes de sollicitation. Des pré-études numériques à l'aide du logiciel Cast3M élaborées afin de dimensionner l'éprouvette et le ferrailage sont présentées. Nous abordons également la description des configurations d'essai, les résultats expérimentaux, les analyses par corrélation d'images numériques (pour observer l'apparition et la croissance des fissures) et les analyses par stéréo-vision et stéréo-corrélation d'images pour mesurer la cinématique complexe de l'éprouvette (sur-tout les conditions aux limites réelles imposées lors de l'essai).

- Ensuite, une partie **conclusion et perspectives**.
- Enfin, une annexe est dédiée au début d'analyses numériques 3D à l'aide du code de calcul aux E.F Cast3M afin de prédire le comportement de l'assemblage poutre-poteau en béton armé et de se focaliser sur les mécanismes locaux survenant lors de l'application d'un chargement de type cyclique complexe. Dans cette annexe, une attention particulière est portée sur les conditions aux limites caractérisées par stéréo-corrélation d'image (chapitre 2) et la théorie des poutres. Une comparaison entre les résultats obtenus expérimentalement et les résultats numériques est présentée pour valider la modélisation numérique.

Chapitre 1

État de l'art : Nœud d'ossature poutre-poteau en béton armé

Ce premier chapitre vise à présenter une revue de la littérature sur des nœuds d'ossature poutre-poteau en béton armé. En premier lieu, le mécanisme des nœuds poutre-poteau sera présenté d'une manière brève afin de comprendre leur comportement. À la suite, une revue des essais expérimentaux sous chargements monotones et cycliques effectués sur des nœuds qui nous intéressent sera présentée. À la fin, un état de l'art concernant les modélisations numériques des nœuds poutre-poteau disponibles dans la littérature sera abordé. Le but est de positionner le problème et d'examiner dans la littérature les différentes descriptions adaptées à notre problématique.

Sommaire

1	Mécanisme de l'assemblage poutre-poteau en béton armé	7
1.1	Introduction	7
1.2	Résistance au cisaillement de l'assemblage poutre-poteau	8
1.3	Mécanisme de transfert de l'effort de cisaillement	10
1.4	Modes de rupture de l'assemblage poutre-poteau non confiné	13
1.5	Autres types de comportements	14

2	Investigations expérimentales	15
2.1	Essais monotones	15
2.2	Essais cycliques	17
2.3	Résumé des études expérimentales	19
3	Modélisation des structures en béton armé sous chargement sismique .	20
3.1	Modélisation des assemblages poutre-poteau en béton armé	21
3.2	Résumé des études numériques	29
4	Conclusion	29

1 Mécanisme de l'assemblage poutre-poteau en béton armé

1.1 Introduction

Dans les bâtiments, le nœud d'ossature poutre-poteau peut se trouver sous trois formes principales : nœud intérieur, extérieur ou nœud d'angle. La figure 1.1 illustre les différentes géométries possibles d'un nœud selon sa position dans le cas des bâtiments en béton armé [ACI-318, 2002].

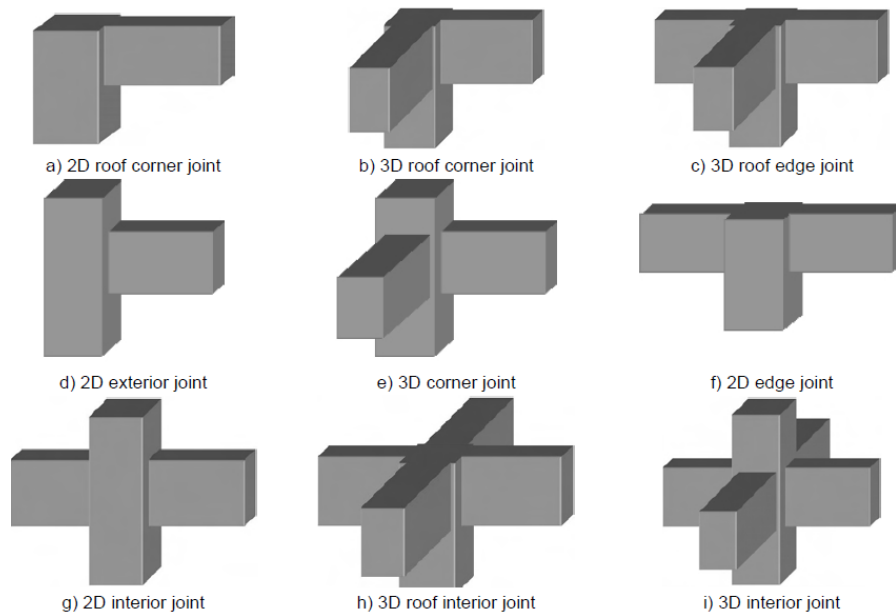


FIGURE 1.1: Classification des assemblages poutre-poteau [ACI-318, 2002]

L'assemblage peut être considéré élastique ou inélastique [Paulay et Priestley, 1992]. D'un point de vue structurel, l'assemblage poutre-poteau peut être considéré comme élastique si les déformations inélastiques ou plastiques ne se produisent que dans la poutre et/ou le poteau et si la région de la jonction reste non fissurée pendant toute l'histoire de chargement. Inversement, l'assemblage poutre-poteau est défini comme plastique si, pendant les chargements imposés, il y a certains comportements inélastiques dans la région de la jonction (c'est-à-dire, fissurations, déformation au cisaillement, décollement des barres d'armature, ...). L'assemblage poutre-poteau peut également être décrit comme la région formée par l'intersection des poutres et poteaux. Par conséquent, chacun des trois éléments peut atteindre différents modes de ruine : rupture par flexion de la poutre, rupture par cisaillement de la poutre, rupture par flexion du poteau, rupture par cisaillement du poteau, rupture par cisaillement de la jonction, rupture par perte d'adhérence des armatures dans la jonction ou une combinaison des différents modes. En raison de la capacité limitée de déformation de l'assemblage poutre-poteau en béton armé, un effondrement partiel ou complet des portiques ou du bâtiment peut entraîner (voir figure 1.2).



FIGURE 1.2: Sévères endommagements des assemblages poutre-poteau sous l'action sismique (séisme de Padang en Indonésie, 2009)

Depuis le milieu des années 1960, les nœuds dans une conception poutre-poteau en béton armé ont été considérés comme étant les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique [Hanson et Conner, 1967] et [Mitra *et al.*, 2011]. Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, les ruptures fragiles et les instabilités mécaniques doivent être évitées. Pour prévoir une résistance adéquate, les assemblages poutre-poteau ont besoin donc d'une attention plus particulière. Notons que les nœuds dit extérieurs sont considérés comme étant les plus sensibles [ACI-318, 2002].

1.2 Résistance au cisaillement de l'assemblage poutre-poteau

La figure 1.3 présente les forces appliquées à un nœud "extérieur" poutre-poteau sous chargement sismique [Paulay, 1989] et [Park, 1997]. L'effort tranchant est défini en tant qu'une force horizontale reportée au centre du noyau connectant le poteau à la poutre. Dans cette étude, la géométrie de l'assemblage poutre-poteau est donnée en supposant que les points nuls (zéros) de moment fléchissant se produisent à la moitié de la longueur de la poutre et à la moitié de la hauteur du poteau (figure 1.3a). Selon cette hypothèse $V_a = V_c$ (les efforts tranchants du poteau) et $N_a = N_c$ (les efforts axiaux du poteau).

L'effort tranchant horizontal V_{jh} agissant dans un nœud d'ossature (figure 1.3b), pour une jonction extérieure à trois branches (deux poteaux + une poutre), est exprimée par l'équation suivante (1.1), en écrivant l'équilibre de la partie supérieure du nœud. Cette formule permet d'estimer le cisaillement au niveau du nœud en fonction du moment fléchissant.

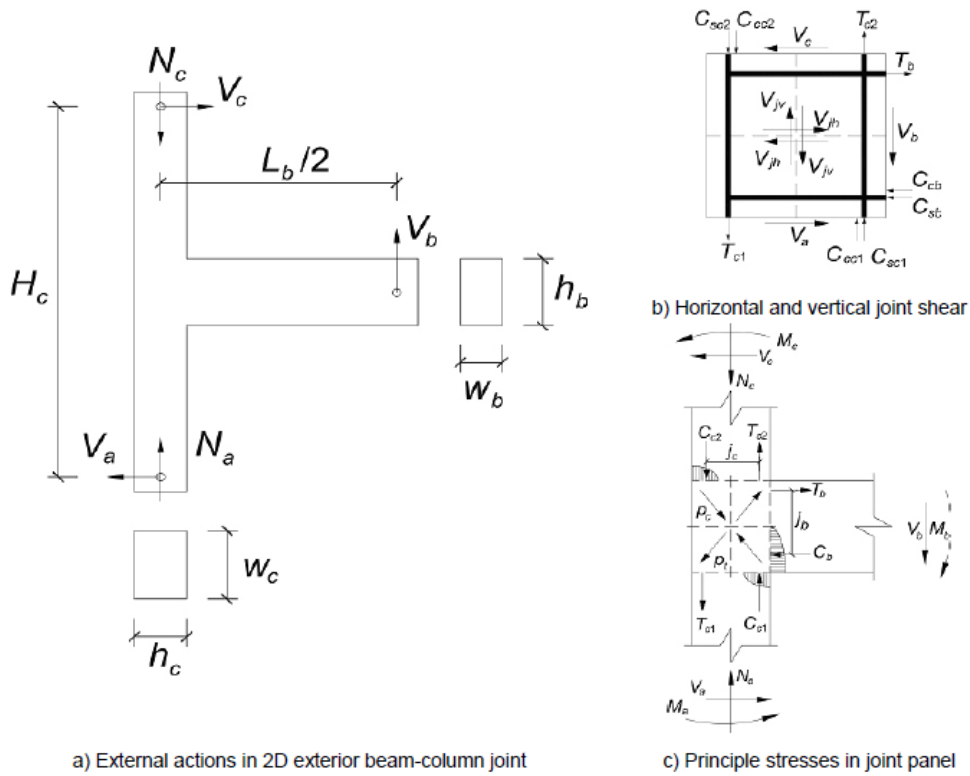


FIGURE 1.3: Efforts agissant sur l'assemblage extérieur poutre-poteau pendant le chargement sismique

$$V_{jh} = T_b - V_c \quad (1.1)$$

$$T_b = M_b / j_b = V_b \frac{\left(\frac{L_b}{2} - \frac{h_c}{2}\right)}{j_b} \quad (1.2)$$

$$V_c = V_b \frac{L_b}{2H_c} \quad (1.3)$$

Où C désigne les forces de compression, T les forces de traction et V les forces de cisaillement (effort tranchant), M les moments fléchissant. L'indice c indique les forces agissant dans le béton (*concrete*) et s pour les forces longitudinales dans l'acier (*steel*). M_b représente le moment exercé par la poutre de droite sur le nœud, il est lié à l'effort de traction T_b avec le bras de levier de la poutre J_b . Le bras de levier intérieur de la poutre J_b entre les efforts de traction et le centre de gravité des efforts de compression peut être évaluée par une analyse de moment-courbure ou pris comme environ $0.80 - 0.90(h_b - c')$ [Genesio, 2012]. avec c' le béton d'enrobage.

En substituant les équations (1.2) et (1.3) en (1.1) on obtient :

$$V_{jh} = V_b \frac{L_b}{2} \left(\frac{1}{j_b} - \frac{h_c}{2j_b} - \frac{1}{H_c} \right) \quad (1.4)$$

Ainsi, la contrainte horizontale nominale de cisaillement v_{jh} à la mi-profondeur du noyau connectant le poteau à la poutre (figure 1.3b) est exprimée par l'équation suivante (1.5) :

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{W_j \cdot h_c} \quad (1.5)$$

Où la largeur effective du nœud W_j peut être calculé en utilisant des codes de calcul existants ou en tant que la moyenne des largeurs de poutre et de poteau.

1.3 Mécanisme de transfert de l'effort de cisaillement

Sous excitation sismique, les jonctions poutre-poteau sont soumises à des forces de cisaillement généralement plus élevés que dans les poutres et les poteaux adjacents. Si cet effort dépasse la capacité du nœud, l'assemblage pourra limiter la résistance et la capacité de déformation de la structure [Park et Paulay, 1975].

La figure 1.4 présente les forces agissant au niveau d'un assemblage extérieure poutre-poteau sous chargement sismique en prenant en compte la fissuration et le mécanisme de transmission de force. Dans les jonctions extérieures sans armature transversale, les forces sont initialement transmises par un mécanisme de bielle-tirant entre les armatures de la poutre et le poteau. Ces bielles de compression sont représentées par des fissures diagonales dans la figure 1.4. Après la fissuration diagonale dans le noyau de la jonction, les efforts sont transférés à travers le noyau principalement par une bielle de compression [Park et Paulay, 1975]. Sur la face extérieure de la jonction, la bielle de compression est ancrée dans un nœud formé par l'intérieur du crochet de l'armature longitudinale de la poutre si celle-ci courbée dans le noyau de la jonction comme indiqué dans la figure 1.4. Si l'armature de la poutre est courbée dehors de ce noyau, la bielle de compression nécessaire ne sera pas stabilisée par l'intérieur de nœud, ce pourrait aboutir à une rupture prématurée.

Dans une jonction extérieure avec une armature transversale et une armature longitudinale de la poutre courbée dans le noyau, deux mécanismes de transfert de l'effort de cisaillement interviennent : mécanisme de bielle de compression dans le béton et mécanisme de tirants (voir la figure 1.5), où l'armature transversale agit comme des éléments en tension pour le mécanisme de tirants. Le mécanisme de tirants s'initie le long des armatures droites grâce à l'adhérence. Si la longueur d'ancrage est suffisante pour atteindre la limite en cisaillement de la jonction, les deux mécanismes pourraient contribuer à la résistance. Si l'adhérence se détériore tôt, un cas très fréquent dans les jonctions en raison

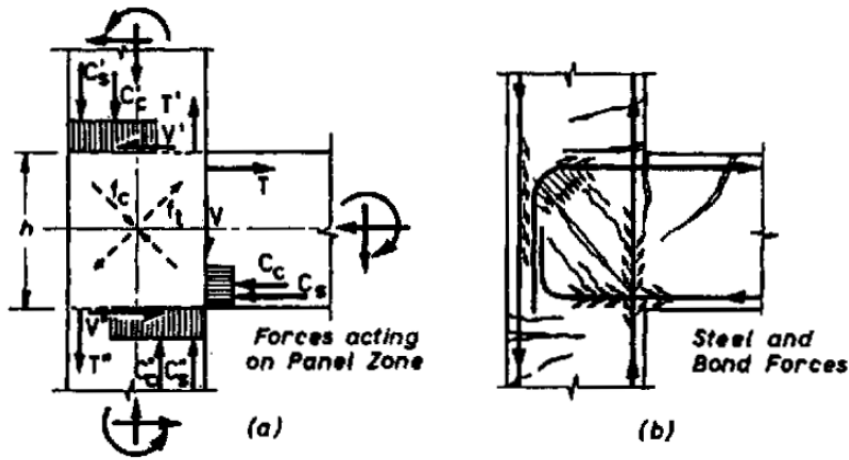


FIGURE 1.4: Jonction extérieure poutre-poteau soumise au chargement sismique [Park et Paulay, 1975]

de la profondeur limitée de la jonction, la contribution du mécanisme de tirants à la résistance au cisaillement sera annulée, ce qui impliquera que la résistance au cisaillement ne dépendra que de la bielle de compression. Puisque les armatures transversales dans le noyau sont nécessaires pour développer le mécanisme de tirants, seuls des bielles secondaires peuvent être développés avant de la détérioration de l'adhérence en leur absence.

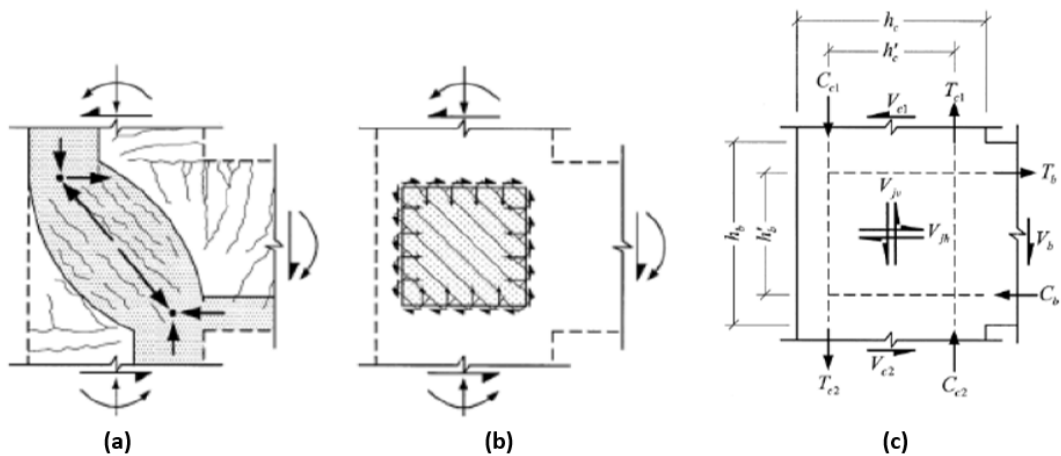


FIGURE 1.5: Mécanisme de transfert de force (jonction extérieure poutre-poteau) : (a) bielle diagonale de compression, (b) mécanisme de tirants, (c) forces, [Hwang et Lee, 1999]

Les bielles secondaires ont un rôle temporaire dans la résistance au cisaillement. Elles ne servent qu'à permettre à la force de traction dans les armatures d'être suffisante pour atteindre l'équilibre avec la bielle de compression. Un argument pour soutenir cette observation se produit lorsque l'armature de la poutre dans le noyau a une longueur suffisante

pour transmettre l'effort total par adhérence au béton, probable si le diamètre d'armature de la poutre est relativement petit. Dans ce cas, le mécanisme de bielle de compression n'intervient pas. Cette configuration est relativement rare et des crochets d'ancrage sont souvent nécessaires. C'est pourquoi nous considérerons que des bielles de compression se forment dans la suite du manuscrit (figure 1.6).

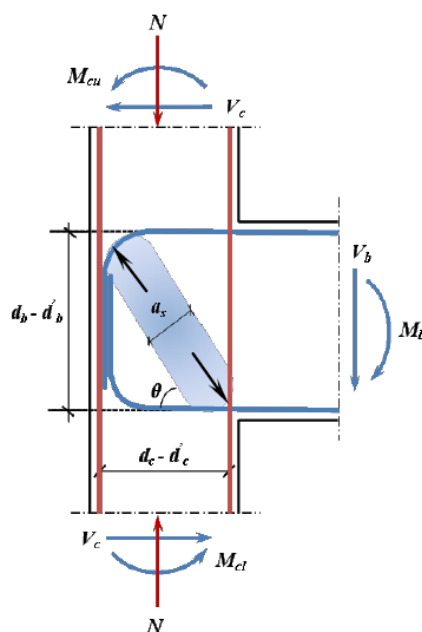


FIGURE 1.6: Mécanisme de transfert de force : bielle diagonale de compression

La bielle de compression (figure 1.6) existe dans une région de chargement multiaxial. Par conséquent, la résistance effective à la compression de la bielle est inférieure à la résistance en compression simple du béton. La fissuration diagonale très étendue qui se produit à la rupture de la jonction par cisaillement peut conduire à des contraintes principales élevées de traction associées au développement de la capacité de la poutre et du poteau reliés à la jonction. De plus, le chargement cyclique dans le béton fissuré conduit à l'ouverture et la fermeture répétées de fissures, qui amène une désintégration supplémentaire du noyau de béton et une perte subséquente de résistance.

L'aspect essentiel pour assurer la sécurité et la tenue du bâtiment pendant un séisme, est de maintenir la résistance au cisaillement des nœuds jusqu'à développer les capacités plastiques de la poutre et du poteau. Pour cela, la résistance de la jonction doit être supérieure à la capacité plastique de tout élément connecté à celle-ci. En outre, il est nécessaire de dimensionner les ancrages de barres afin de s'assurer de l'intégrité de la liaison pendant ce processus.

1.4 Modes de rupture de l'assemblage poutre-poteau non confiné

La figure 1.7 présente les modes de rupture d'un assemblage poutre-poteau non confiné, la résistance au cisaillement et la ductilité associées à chaque mode [Hassan, 2011]. Cette figure montre une réponse globale : résistance au cisaillement en fonction des besoins identifiés en ingénierie (EDP).

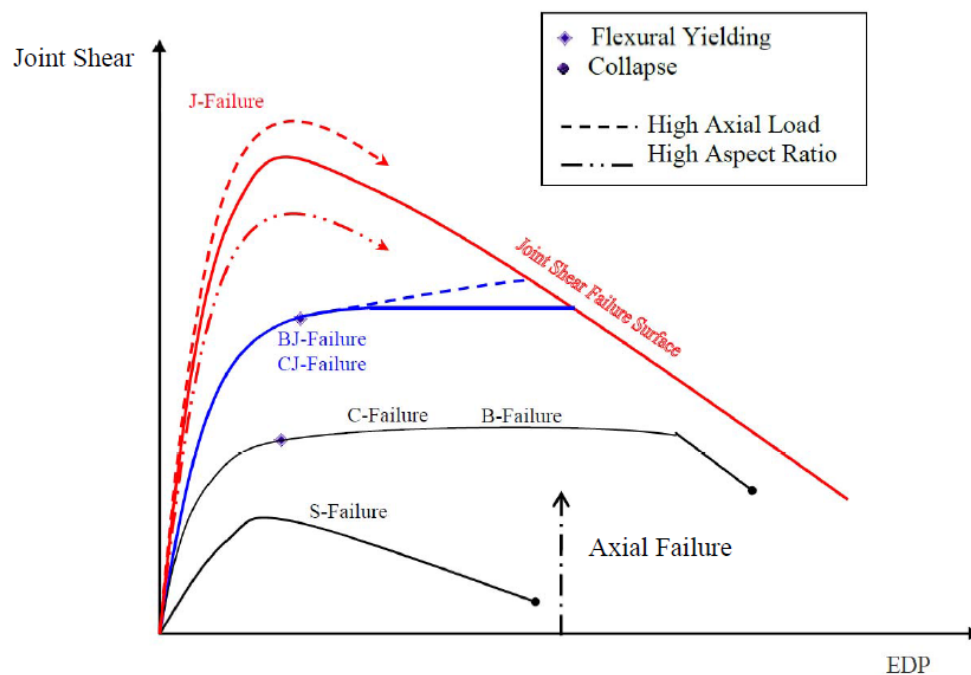


FIGURE 1.7: Modes de rupture de l'assemblage poutre-poteau non confiné [Hassan, 2011]

Rupture-J (*J-Failure*) : dans ce mode, les poutres et les poteaux sont suffisamment renforcés pour résister aux forces sismiques. L'assemblage devient un point faible (*weak link*). La jonction s'effondre par cisaillement pur sans plastification des armatures de la poutre ou du poteau. Ce type de rupture est le plus représentatif de la résistance réelle au cisaillement des assemblages non confinés. Il convient de mentionner que la rupture-J est moins ductile.

Rupture-BJ (*BJ-Failure*) : elle est initiée par la plastification des armatures supérieures ou inférieures de la poutre, puis des fissurations diagonales apparaissent dans le noyau de l'assemblage et ensuite, il s'effondre par cisaillement. Par rapport à la rupture-J, la rupture-BJ est plus ductile à cause de la plastification des armatures de la poutre. La résistance au cisaillement de l'assemblage est directement liée à la capacité de flexion de la poutre dans ce type de rupture. Aucune plastification dans les armatures du poteau et l'assemblage se comporte en tant que poteau fort - poutre faible (*strong column-weak*

beam).

Rupture-CJ (*CJ-Failure*) : dans ce mode, l'assemblage se comporte en tant que poutre forte - poteau faible (*strong beam-weak column*). La rupture est initiée par la plastification des armatures du poteau qui pénètre le noyau de la jonction et déclenche une rupture par cisaillement. La résistance au cisaillement de la jonction est inférieure à celle de la Rupture-J due à l'adoucissement de la bielle de béton dans le noyau due à la pénétration de la plastification des armatures du poteau. Il est susceptible de se produire une instabilité globale due à la déformation excessive du poteau après la plastification et avant la rupture par cisaillement de la jonction.

Rupture-BCJ (*BCJ-Failure*) : elle combine deux modes : rupture-CJ et rupture-BJ, dans laquelle la plastification des armatures de la poutre et du poteau se produisent simultanément suivie peu après par une rupture par cisaillement dans le noyau. Similaire aux modes de rupture (BJ et CJ), la résistance au cisaillement de l'assemblage est inférieure à celle de la rupture-J.

Rupture-S (*S-Failure*) : ce mode résulte de la rupture par déformation due au glissement (arrachement) des armatures inférieures de la poutre par rapport au béton (*pull-out*), qui ont des longueurs d'ancrage trop courtes. Ce mode de rupture compromet la résistance de la jonction puisque sa capacité de cisaillement n'est pas engagée complètement. L'armature inférieure de la poutre est insuffisamment encastrée dans la jonction ; par conséquent, la bielle de compression n'est pas formée dans une direction de chargement ce qui conduit à une rupture prématurée de l'assemblage. Il pourrait y avoir instabilité globale sans rupture réelle par cisaillement dans la jonction en cas de rotation excessive de la poutre résultant de la déformation d'arrachement (*pull-out*).

Rupture-B et Rupture-C (*C-Failure and C-Failure*) : les deux modes de rupture comprennent une plastification en flexion de la poutre ou du poteau soumis à de grandes déformations inélastiques jusqu'à la capacité ultime de rotation de la poutre ou du poteau sans rupture par cisaillement de la jonction. Ces modes sont possibles lorsque la résistance à la flexion de la poutre ou du poteau est très faible par rapport à la résistance au cisaillement de la jonction.

Rupture Axiale (*Axial Failure*) : des tests [Uzumeri, 1977] et [Priestley et Hart, 1994] ont montré que la rupture axiale peut se produire après la rupture par cisaillement de la jonction. De ces tests, il semble que les jonctions extérieures et d'angle peuvent subir une rupture axiale sous un grand décalage ou sous une charge axiale élevée.

1.5 Autres types de comportements

Différents mécanismes d'endommagement et de rupture peuvent être attendus en fonction de la typologie des assemblages (intérieur, extérieur, ...) et des détails structuraux

adoptés (barres lisses ou HA, solutions d'ancrage, ...). Des mécanismes de rupture fragile ont été observés dans les assemblages poutre-poteau extérieurs avec un manque d'armatures transversales adéquates dans la jonction. En absence de données complémentaires sur ces essais nous ne pourrions pas en déduire de comportements complémentaires à ceux décrits précédemment [Pampanin *et al.*, 2002], (figure 1.8).

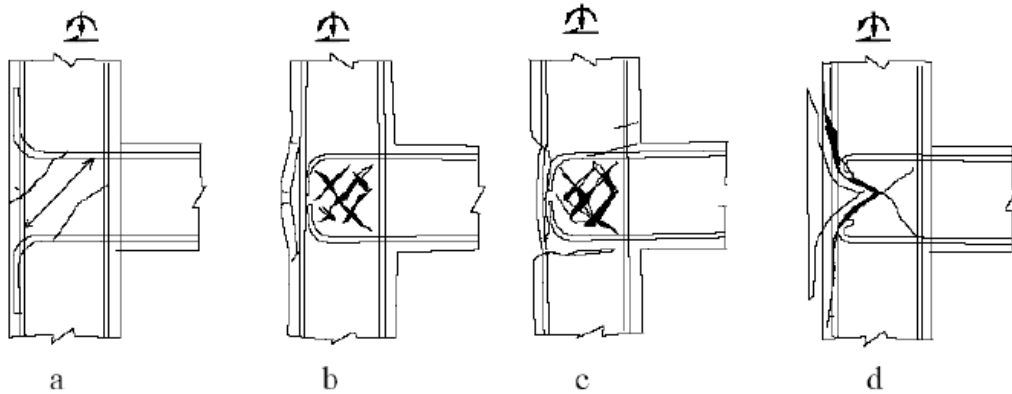


FIGURE 1.8: Mécanismes d'endommagement pour les jonctions extérieures : (a) barres de la poutre courbées dehors du noyau de la jonction ; (b),(c) barres de la poutre courbées dans le noyau de la jonction ; (d) mécanisme de coin en béton, [Pampanin *et al.*, 2002]

2 Investigations expérimentales

Dans les dernières décennies, de nombreux chercheurs ont effectué de nombreuses campagnes expérimentales afin de comprendre le comportement des assemblages poutre-poteau. Dans les sections suivantes, une revue des essais sous chargements monotones (section 2.1) et chargements cycliques (section 2.2) des assemblages poutre-poteau est présentée. Afin de ne cibler que les comportements qui nous intéressent, nous ne considérons uniquement que les jonctions extérieures poutre-poteau.

2.1 Essais monotones

L'objectif principal de ces essais est d'évaluer la résistance au cisaillement des assemblages poutre-poteau construits selon différentes dispositions et avec différents détails d'armatures. Ces essais ne fournissent généralement pas d'informations suffisantes pour évaluer le comportement sismique (déformabilité de cisaillement, ductilité, dissipation de l'énergie, ...). Cependant, ces essais ont montré que la courbe enveloppe de la réponse globale (hystérique, cyclique) suit généralement, dans des limites acceptables, la courbe monotone effort-déplacement [Hamil, 2000].

[Taylor, 1974], [Taylor et Clarke, 1976] ont testé vingt-six jonctions extérieures (à l'échelle 3/4). L'objectif de ces essais était d'étudier l'influence du ratio d'armature de la poutre. Seuls quelques cadres dans les jonctions ont été utilisés (généralement un ou trois). Il a été observé que pour des poutres dimensionnées pour avoir une capacité limitée élevée en flexion, la jonction n'a pas été capable de transférer les efforts de cisaillement. En outre, il a été recommandé que la capacité de flexion du poteau ne doive pas dépasser 70% et 50% de la capacité de flexion de la poutre à l'interface inférieure et supérieure de la jonction, respectivement. L'influence de différents ancrages des armatures de la poutre a également été étudiée. Il a été observé que pour des applications statiques l'ancrage de type 2 est à peu près moitié moins efficace que les types 1 et 3 (figure 1.9). Ils montrent également que les configurations avec des crochets 90° (types 1 et 2) sont préférables à des crochets en U (type 3) pour les applications sismiques.

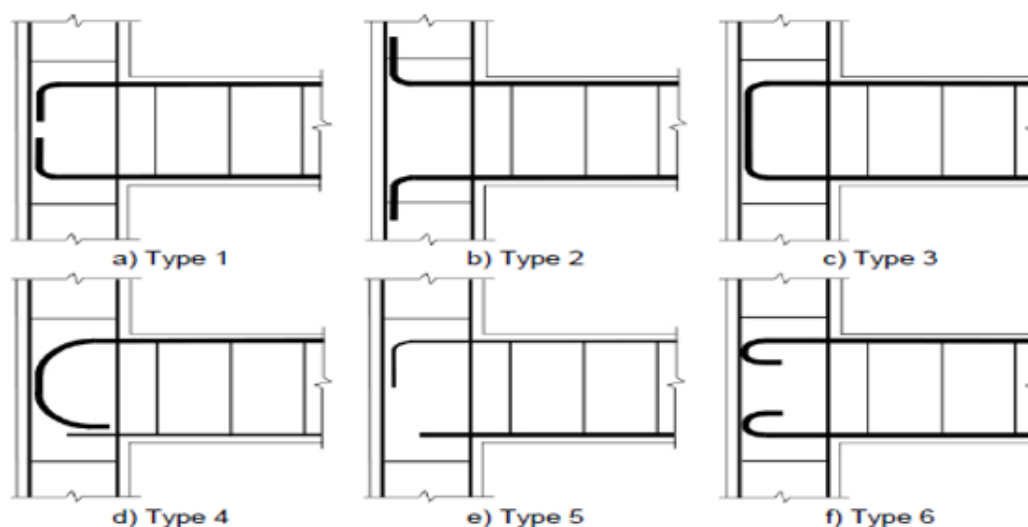


FIGURE 1.9: Définition des types d'ancrage

[Hamil, 2000] a effectué quarante-neuf essais monotones et vingt-six essais cycliques afin d'étudier l'influence des paramètres suivants sur la résistance au cisaillement : ancrage des armatures de la poutre, résistance du béton, armatures transversales (cadres) dans la jonction, béton à haute résistance et du béton fibré. Les principales conclusions formulées par Hamil sont les suivantes :

- L'ancrage de type 1 est d'environ 20% plus efficace que le type 3 à la charge maximale. Mais le début de la fissuration diagonale, le comportement inverse a été observé.
- La présence des cadres dans la jonction améliore la résistance ultime au cisaillement de la jonction, mais elle n'a aucune influence sur la résistance à la première fissuration diagonale.

- La résistance au cisaillement normalisée par rapport à $\sqrt{f_c}$ de la jonction ne varie pas lorsqu'un béton à haute résistance est utilisé, mais elle augmente lorsqu'un béton fibré est utilisé.
- De plus, faibles ductilités du mécanisme de rupture, mais aucune diminution de la résistance au cisaillement, ont été observés au cours des essais cyclique par rapport aux essais monotones.

2.2 Essais cycliques

Les effondrements et les endommagements observés dans les portiques suite à plusieurs tremblements de terre ont entraîné une forte augmentation des efforts de recherche dans ce domaine. Beaucoup de campagnes expérimentales ont alors été destinées à l'élaboration de nouvelles dispositions dans les codes sismiques. Dans cette section, l'accent est mis sur ces tests qui montrent les limites de résistance au cisaillement de la jonction.

[Hanson et Conner, 1967] ont réalisé les premiers tests sur les jonctions extérieures poutre-poteau. Ils ont souligné la nécessité de l'incorporation d'une limite de contrainte de cisaillement de la jonction, pour laquelle une rupture fragile de cisaillement peut être évitée. Leurs recommandations pour la conception des assemblages poutre-poteau en béton armé ont été incorporés dans [ACI-318, 1971].

[Minami et Nishimura, 1985] et [Nishimura et Minami, 1988] ont effectué des essais pour étudier l'influence de l'ancrage des armatures de la poutre, de la longueur d'ancrage, de la charge axiale dans le poteau et des cadres dans la jonction sur la capacité de cisaillement de celle-ci. Ils ont trouvé que la charge axiale et les étriers dans la jonction ont un effet positif sur la capacité de cisaillement de la jonction.

[Clyde *et al.*, 2000] ont testé quatre jonctions extérieures poutre-poteau avec des détails non-sismique sous charge cyclique à deux niveaux différents de charge axiale (10% et 20 % de $A_c.f_c$). Les spécimens ont été conçus de manière à avoir une rupture par cisaillement avant plastification des barres dans les poutres. Ils ont trouvé que les jonctions avec le niveau de charge axiale supérieure ont présenté une résistance plus élevée au cisaillement, et que la dissipation de l'énergie et la ductilité ont diminué avec l'augmentation de la charge axiale (figure 1.10). Des résultats similaires ont été obtenus par [Pantelides *et al.*, 2002]. Ils ont confirmé que la présence d'une charge axiale élevée est bénéfique en termes de la résistance de la jonction, mais préjudiciable pour le déplacement, la ductilité et la dissipation d'énergie.

Après une analyse des différentes jonctions extérieures, [Pampanin *et al.*, 2002] et [Calvi *et al.*, 2002] ont observé que les nœuds avec des ronds lisses et un ancrage de type 6 pour les armatures des poutres présentent généralement une performance sismique très faible (une capacité faible au cisaillement et une ductilité faible). En outre, l'importance de considérer la variation de la charge axiale du poteau en raison du moment de renver-

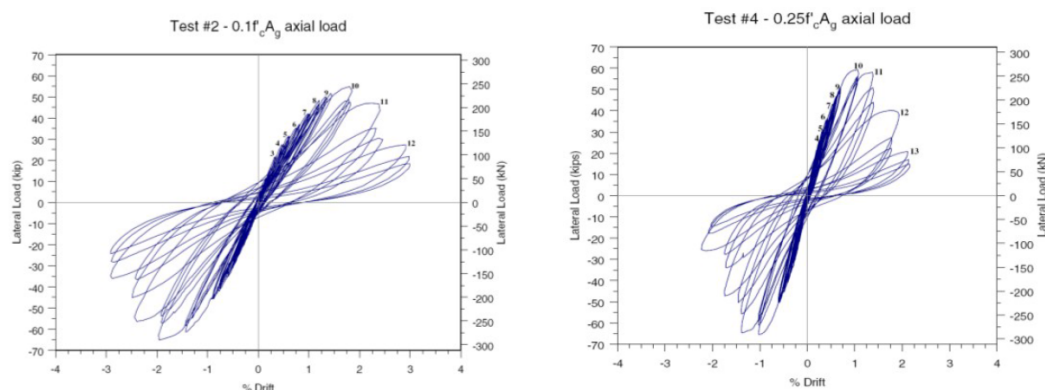


FIGURE 1.10: Réponse hystérétique pour les spécimens avec des charges axiales faibles et élevées [Clyde *et al.*, 2000]

sement induit par les forces latérales dans le portique a été mise en évidence dans cette étude. Par la suite, [Pampanin *et al.*, 2002] ont introduit le concept de "coin en béton" comme mécanisme d'endommagement (figure 1.11).

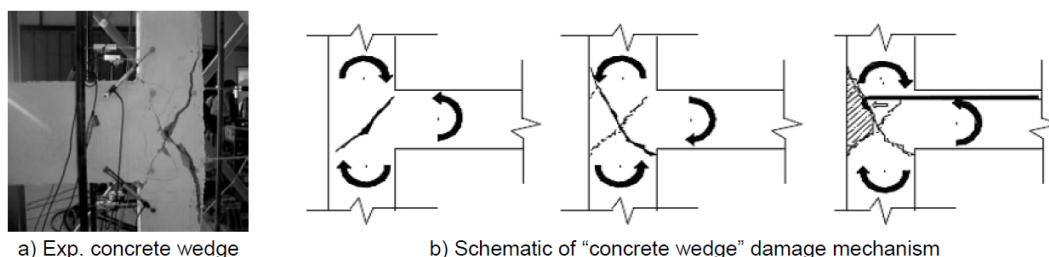


FIGURE 1.11: Mécanisme d'endommagement [Pampanin *et al.*, 2002]

[Hertanto, 2005] et [Chen, 2006] ont réalisé six essais sur les nœuds extérieurs poutre-poteau. L'effet des paramètres suivants a été étudié : deux types d'ancrage (ronds lisses avec ancrage de type 6 et barres HA avec ancrage de type 1) et différents modes de rupture (rupture par cisaillement dans le nœud et rupture par flexion dans la poutre). Une attention particulière a été accordée à la capacité de déformation du noyau de l'assemblage. Ils ont montré que les jonctions avec un ancrage de type 6 ont un comportement plus faible que ceux de type 1. La rupture par cisaillement de la jonction a une capacité de dissipation d'énergie inférieure par rapport à la rupture par flexion dans la poutre.

[Pampanin *et al.*, 2007] ont présenté des résultats d'essais quasi-statiques sur des jonctions extérieur poutre-poteau 3D (coin) soumises au protocole de chargement bi-directionnel (figure 1.12). Les résultats des jonctions 3D (soumises à un protocole de chargement bi-directionnel) avaient une vulnérabilité plus élevée que les jonctions extérieure 2D soumises à un protocole classique de chargement unidirectionnel. Un niveau critique d'en-

dommagement et une dégradation plus rapide de résistance ont été observée par rapport au spécimen équivalent 2D, en dépit de l'effet de confinement partiel fourni par la poutre orthogonal. La figure 1.13 présente la comparaison des boucles d'hystérésis des jonctions 2D et 3D. Elle montre que la configuration 3D et le chargement bi-directionnel entraînent à une réduction de la capacité globale de charge latérale (par rapport au spécimen 2D) d'environ 33% et 15%, dans le sens positif et négatif, respectivement (correspondant à la diminution et l'augmentation de la charge axiale).

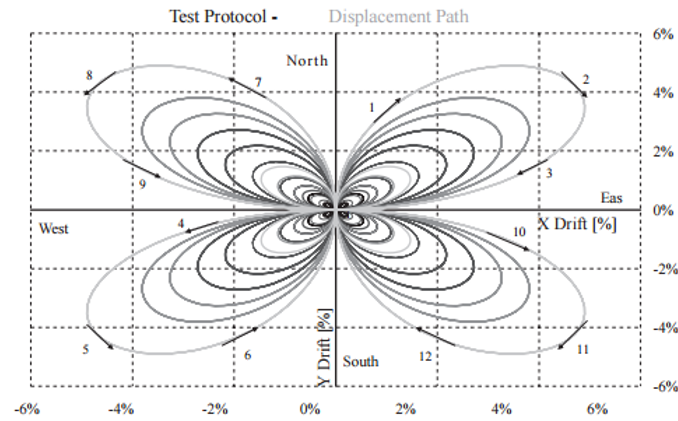


FIGURE 1.12: Chargements imposés [Pampanin *et al.*, 2007]

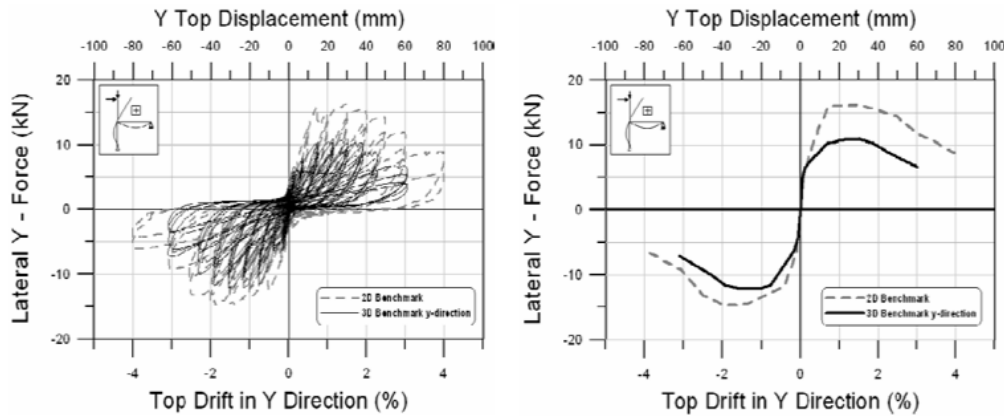


FIGURE 1.13: Résultats expérimentaux (boucles d'hystérésis) des jonctions 2D et 3D [Pampanin *et al.*, 2007]

2.3 Résumé des études expérimentales

Le comportement des nœuds extérieurs poutre-poteau a été largement étudié ces quarante dernières années. Les principaux paramètres qui influent sur la résistance au cisaillement de ces assemblages sont ainsi : résistance à la compression du béton, ancrage des

armatures de la poutre, charge axiale dans le poteau, rapport d'aspect géométrique de la jonction.

Cependant, la plupart des auteurs n'ont pas étudié l'effet conjugué de tous les paramètres ci-dessus. C'est probablement à cause des différentes normes nationales de conception et surtout en raison de la difficulté à effectuer de vastes programmes expérimentaux. En outre, l'influence de certains paramètres tels que la charge axiale dans le poteau n'a pas toujours été reconnue.

Seuls quelques auteurs ont mesuré la déformation au cisaillement dans la jonction [Clyde *et al.*, 2000], [Pantelides *et al.*, 2002], et [Hertanto, 2005]. Dans la plupart des essais, la conception a été réalisée à partir de la résistance au cisaillement de la jonction.

3 Modélisation des structures en béton armé sous chargement sismique

L'objet de la simulation numérique des structures en béton armé est de reproduire leur comportement structurel non-linéaire sous différents chargements en se rapprochant au mieux de la réalité. Si cette simulation est fiable et robuste, elle permettra d'effectuer des analyses pour comprendre et prédire les réponses des structures. De plus, elle est plus économique en comparaison à la réalisation d'essais expérimentaux.

Les méthodes de modélisation présentées dans cette section se concentrent sur les approches par éléments finis. Celles-ci englobent une très grande majorité des outils actuels d'analyse numérique des structures, car elles permettent une représentation pertinente des ouvrages de génie civil. De plus, les méthodes par éléments finis semblent les plus appropriées pour une étude sismique du fait qu'elles favorisent le traitement des problèmes au niveau local et permettent de définir avec précision le comportement de chaque matériau constituant la structure.

Trois approches sont adoptées pour la simulation du comportement des structures en béton armé sous chargement sismique ou complexe [Nguyen, 2012] : calculs règlementaires, modélisation par des modèles locaux et modélisation par des modèles globaux. Le choix de l'approche utilisée dépend de l'objectif de l'analyse numérique et des enjeux déterminés. La première dépend de plusieurs hypothèses pour simplifier le problème étudié, et le résultat obtenu est global. Cette méthode est largement utilisée dans la pratique d'ingénierie et elle s'emploie souvent dans le dimensionnement des structures courantes. La deuxième est l'approche la plus sophistiquée et répandue dans le domaine de la recherche. Elle est capable d'intégrer différents phénomènes irréversibles observés et approcher la réponse réelle des matériaux et de la structure. En raison du grand nombre exigé de degrés de liberté, elle demande un outil numérique de grande puissance ainsi qu'un temps de calcul important. Malgré sa richesse, elle est limitée pour un calcul d'un bâtiment ou

d'une structure complète à l'échelle réelle. Cette approche est implantée dans la plupart des codes éléments finis (CAST3M, code-Aster, ...). La dernière approche concerne la gamme des modèles numériques simplifiés. Cette approche est efficace numériquement, facile à mettre en œuvre, et capable de reproduire les mécanismes essentiels dans le comportement des matériaux et des structures, c'est pourquoi elle est plus avantageuse que les deux précédentes.

3.1 Modélisation des assemblages poutre-poteau en béton armé

L'analyse du comportement des assemblages poutre-poteau ainsi que leur influence sur la résistance de l'ensemble de la structure sous l'action sismique a fait l'objet de plusieurs investigations ces dernières années. Toutefois, le comportement de cette partie de structure reste loin d'être maîtrisé à cause de la complexité de cet assemblage qui fait intervenir plusieurs détaillées phénomènes physiques, et à cause du manque de données expérimentales.

Ces dernières années, des efforts considérables ont été déployés afin de mieux prédire la réponse des nœuds poutre-poteau en béton armé soumis aux sollicitations cycliques. En effet, il existe actuellement plusieurs modèles empiriques et analytiques disponibles dans la littérature qui ont été élaborés en s'appuyant sur une base de données expérimentales et/ou théoriques (basées sur les hypothèses de la RDM).

Un grand nombre d'approches numériques pour la simulation des assemblages poutre-poteau ont été développées. Ces approches peuvent être divisées en deux groupes en se référant à l'objectif de l'analyse numérique. Le premier groupe a pour but de simuler la résistance de l'assemblage (moment résistant). Ils observent que le comportement plastique d'un portique ne peut pas être correctement simulé en tenant compte uniquement la contribution de la poutre et du poteau en négligeant la résistance au cisaillement du nœud d'ossature. Dans ce type de modèle, le comportement de l'assemblage est supposé être connu. Des exemples de ce type de modèles sont :

- Modèles de réponse simple (modèles de rotule et modèles de multi-ressorts)
- Modèles de réponse complexe
- Modèles multifibres

Les modèles du second groupe sont plus sophistiqués. Ces modèles utilisent généralement la méthode des éléments finis. Ils visent souvent à étudier le comportement (charge-déformation) des assemblages et l'effet de différents paramètres. Ces types de modèles sont très exigeants en termes de calcul et ne sont généralement pas adaptés pour l'analyse des structures complètes. Ils sont généralement destinés à être utilisés pour réduire la quantité requise d'essais expérimentaux.

3.1.1 Modèles de rotule (ressort en rotation)

L'idée de ces modèles est de découpler la réponse inélastique des poutres, des poteaux et des jonctions en introduisant un ressort en rotation de longueur nulle pour relier les degrés de liberté des éléments de poutres et de poteau. Ces modèles comportent généralement une courbe d'enveloppe monotone bilinéaire ou trilinéaire et un ensemble de règles d'hystérésis qui définit le comportement de la jonction sous un chargement cyclique. La calibration de ces modèles doit être effectuée en utilisant des données expérimentales caractérisant la réponse de l'assemblage poutre-poteau.

[El-Metwally et Chen, 1988] ont modélisé mécaniquement le nœud d'ossature par un ressort en rotation concentré et ont utilisé la thermodynamique des processus irréversibles pour obtenir la raideur du ressort. La connexion a été supposée être bien conçue et avoir une résistance au cisaillement suffisante.

[Alath et Kunnath, 1995] ont modélisé le nœud d'ossature par une rotule plastique de longueur égale à zéro. La rotule considère juste la rotation du nœud et ne prend pas en compte la déformation en cisaillement ni le glissement des barres d'acier. Les parties adjacentes des poteaux et des poutres sont modélisées par des éléments rigides pour modéliser plus précisément la cinématique de la région de la jonction (figure 1.16a). La loi de comportement caractérisant la rotule prend en considération l'effet de dégradation de rigidité. Le modèle est défini par une loi empirique qui relie le moment de flexion à la rotation du nœud.

[Pampanin *et al.*, 2003] ont proposé une relation moment-rotation du ressort dérivé de l'évolution de la contrainte principale de traction dans le noyau par rapport à la distorsion de cisaillement du nœud (voir figure 1.14). La relation entre la déformation de cisaillement et la contrainte principale de traction dans le nœud a été trouvée et transformée en une relation moment-rotation pour le ressort en rotation. La déformation de cisaillement est supposée être égale à la rotation du ressort et le moment est déduit comme correspondant à la contrainte principale de traction évaluée sur la base de la théorie de Mohr. Un modèle similaire, qui est valable uniquement pour un chargement monotone, a été proposé par [Sharma *et al.*, 2011].

[Hasnaoui, 2014] a développé un macro-élément de poteau-poutre en s'inspirant des travaux [Altoontash, 2004]. Des hypothèses cinématiques ont été adoptées pour limiter le nombre de degrés de liberté. La loi de comportement globale en cisaillement est décrite dans le cadre de la plasticité. Un modèle à écrouissage cinématique a été choisi pour prendre en compte la dissipation due à la fissuration. Les paramètres sont identifiés à partir de résultats expérimentaux, d'analyses à une échelle locale et de calcul simplifié (*Modified Compression Field Theory*).

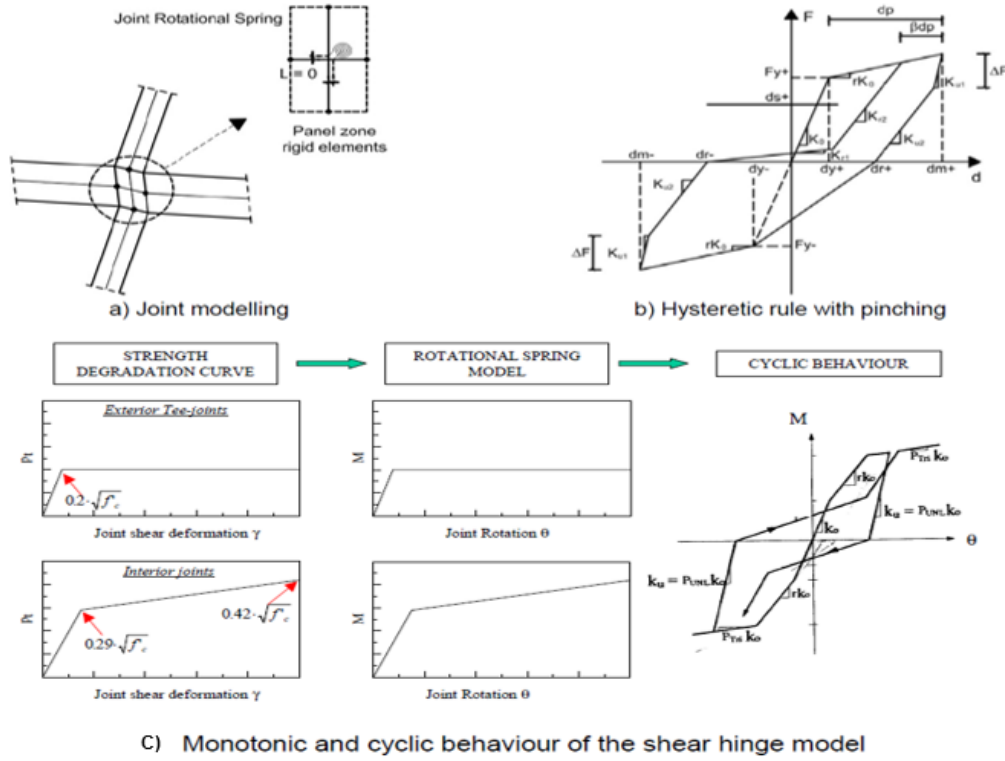
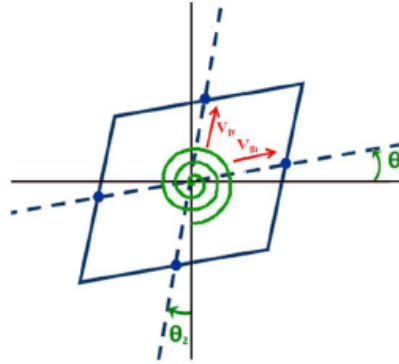
FIGURE 1.14: Modèle proposé par [Pampanin *et al.*, 2003]

FIGURE 1.15: Hypothèse de déformation en cisaillement du macro-élément [Hasnaoui, 2014]

3.1.2 Modèles de multi-ressorts

L'idée principale de ces modèles est de simuler le comportement du nœud d'ossature en isolant la contribution de plusieurs facteurs tels que : glissement des barres, déformation en cisaillement, écrasement du béton à chaque interface du nœud. Ces modèles sont

principalement basés sur des données expérimentales et leur calibration est plus difficile et leur mise en œuvre dans l'analyse de la structure complète demande un temps de calcul important.

[Biddah et Ghobarah, 1999] ont utilisé une rotule plastique de longueur nulle pour modéliser la déformation due au glissement des barres d'acier par rapport au béton et une autre pour la déformation en cisaillement (deux rotules pour les jonctions extérieures et trois pour les jonctions intérieures : deux pour représenter la déformation due au glissement des barres et une pour la déformation en cisaillement), (figure 1.16b). Une loi de comportement trilineaire basée sur le modèle des bielles est utilisée pour définir le cisaillement. Le glissement acier-béton est modélisé avec une loi bilinéaire. Le modèle prend en compte un comportement hystérétique.

[Youssef et Ghobarah, 2001] ont utilisé deux ressort diagonale en translation pour présenter la déformation en cisaillement du corps de la jonction et douze ressorts de translation situés à chaque interface de la jonction (trois sur chaque côté) pour simuler le comportement inélastique de la jonction poutre-poteau : la déformation due au glissement des barres d'acier par rapport au béton, écrasement du béton (figure 1.16c). Ce modèle nécessite un grand nombre de ressorts et un modèle constitutif distinct pour chaque ressort.

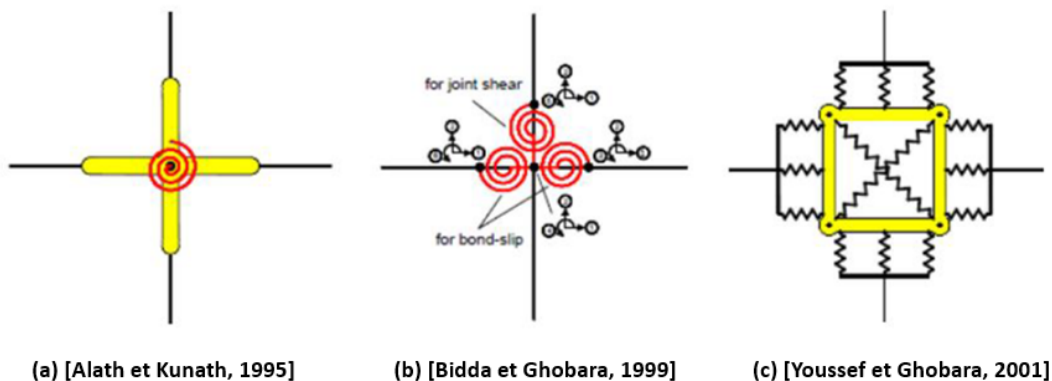


FIGURE 1.16: Macro-modèles pour les nœuds d'ossature poutre-poteau

[Lowes *et al.*, 2003] ont proposé un macro-élément avec 4 noeuds et 12 degrés de liberté (figure 1.17a). Au niveau de chaque interface du nœud, le glissement des barres d'acier est simulé par deux ressorts plastiques de translation, et la déformation de cisaillement des poutres et des poteaux est représentée par un ressort de translation. La déformation en cisaillement du corps de la jonction est représentée par un ressort de rotation. Une loi d'évolution globale trilineaire en contraintes-déformations basée sur la théorie MCFT (*Modified Compression Field Theory*) de [Vecchio et Collins., 1986] a été adoptée pour modéliser le comportement global en cisaillement à partir des composants locaux (béton et acier).

[Altoontash et Deierlein, 2003] ont développé une approche simplifiée du macro-élément inspirée des travaux [Lowe et Altoontash, 2003], (figure 1.17b). Le glissement des aciers est représenté par un ressort plastique au niveau de chaque interface du nœud. La déformation en cisaillement du nœud est simulée par un ressort au niveau du corps de la jonction poutre-poteau. Ce modèle a été calibré par une loi de comportement trilineaire basée sur la théorie MCFT [Vecchio et Collins., 1986].

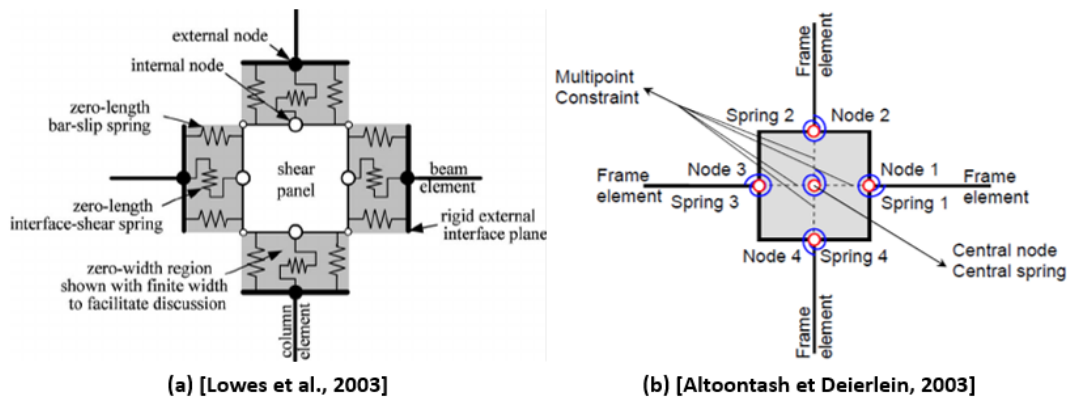


FIGURE 1.17: Macro-modèles pour les nœuds d'ossature poutre-poteau

[Shin et LaFave, 2004] ont proposé un modèle basé sur une approche similaire au modèle [Lowe *et al.*, 2003], figure 1.18. Le corps de la jonction est représenté par quatre éléments rigides reliés par trois ressorts de rotation traduisant l'effet du cisaillement au niveau du nœud. Ces ressorts sont représentés par une relation non-linéaire en moment-rotation basée sur la théorie MCFT de [Vecchio et Collins., 1986], tandis que des données expérimentales ont été utilisées pour calibrer la réponse cyclique. Deux ressorts de rotation (en série) sont utilisés à l'extrémité du nœud (deux pour chaque côté dans le cas d'une jonction intérieure) pour reproduire l'effet de glissement acier-béton ainsi que la zone de déformation de la rotule plastique dans la poutre. Le glissement acier-béton est simulé par le modèle de [Morita et Kaku, 1984].

3.1.3 Modélisation plus complexe

Plus récemment, des éléments non discret de type continu ont été utilisés pour représenter la réponse des jonctions en béton armé, en combinaison avec des éléments d'interface de transition pour maintenir la compatibilité avec des éléments de poutre et de poteau. Ces modèles offrent la possibilité de simulations précises des mécanismes de réponse inélastique.

[Elmorsi *et al.*, 2000] ont proposé une approche dans laquelle les poutres et les poteaux sont décrits par des éléments élastiques reliés à la jonction par des éléments de tran-

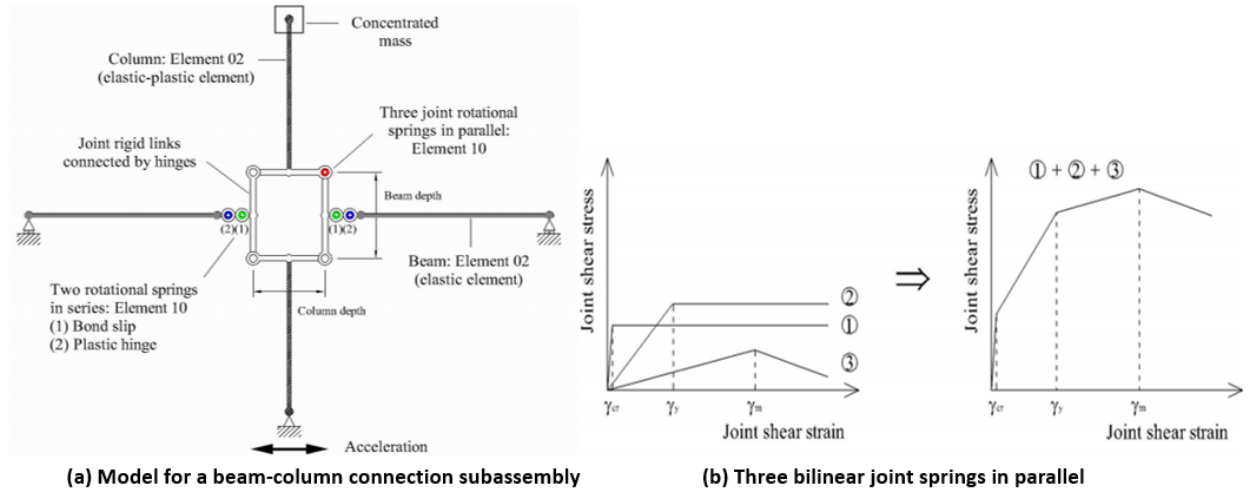


FIGURE 1.18: Modèle proposé par [Shin et LaFave, 2004]

sition non-linéaires (figure 1.19a). Le corps de la jonction poutre-poteau est représenté par douze éléments de translation. Des éléments de transition à dix nœuds sont utilisés pour assurer le transfert des efforts entre le poteau ou la poutre et la liaison poutre-poteau. Ce modèle permet de décrire le comportement des matériaux en utilisant des relations contrainte-déformation de l'acier et du béton. Le béton est défini par deux relations différentes qui représentent le comportement pré- et post-fissuration. Les barres en acier dans la jonction (le long des côtés supérieur et inférieur) sont modélisées par des éléments non-linéaires. Ce modèle permet de prendre en compte du glissement des barres d'acier.

[Fleury *et al.*, 2000] ont présenté le comportement du béton et de l'acier transversal au niveau du corps de la jonction par deux éléments quadrilatéraux disposés en parallèle (figure 1.19b). Un maillage avec des éléments quadrilatéraux est utilisé pour représenter le glissement des barres d'acier de la poutre. Les barres d'acier du poteau sont représentées par le mécanisme des tirants. Des éléments de transition (poutres ou multicouches) assurent le raccordement entre le corps de la jonction et les éléments poutres adjacents. Un modèle de distribution de la fissure est utilisé pour simuler le comportement du béton. L'acier est modélisé par une loi constitutive basée sur la théorie de plasticité avec écrouissage isotrope. Le glissement acier-béton est modélisé par la loi uni-axiale de [Elgehausen *et al.*, 1982].

3.1.4 Modèles multifibres

Ces modèles sont généralement utilisés pour simuler le comportement d'éléments en flexion (des poutres ou des poteaux). Cependant, certains chercheurs ont utilisé ces modèles pour simuler les jonctions poutre-poteau. Des éléments spéciaux sont utilisés pour reproduire le glissement acier-béton, voir par exemple [Braga *et al.*, 2001].

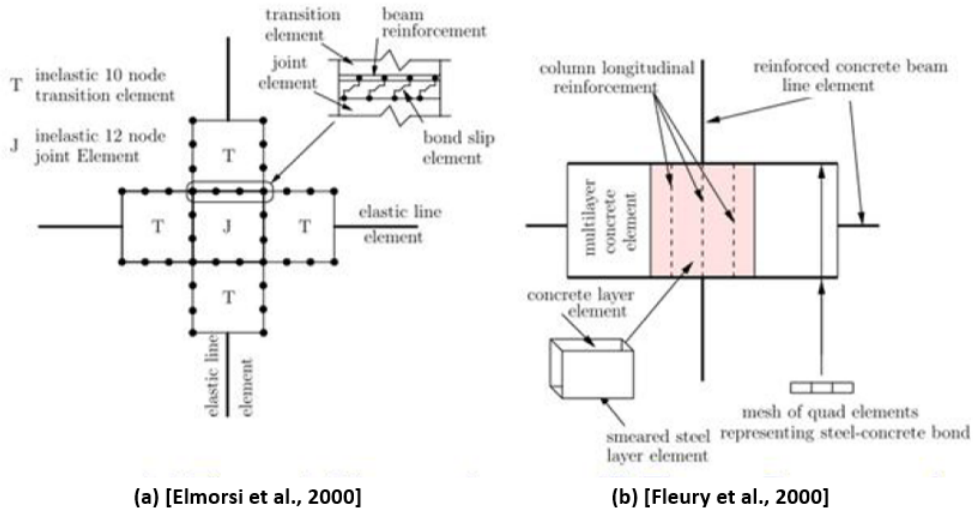


FIGURE 1.19: Modèles de réponse complexe

3.1.5 Modèles éléments finis

L'analyse par éléments finis représente l'outil le plus puissant et complet pour simuler le comportement des structures. En raison de la complexité de ces analyses, elle demande un temps de calcul très élevé pour obtenir un modèle fiable. Cette méthode est particulièrement adaptée à l'analyse d'éléments complexes de structures.

Des analyses monotones 2D ont été réalisées par [Baglin et Scott, 2000], [Hamil, 2000] en utilisant SBETA et ATHENA. Des analyses cycliques 2D basées sur MCFT (*Modified Compression Field Theory*) de [Vecchio et Collins., 1986] ont été effectuées par [Sagbas, 2007] en utilisant vecTor2 (figure 1.20).

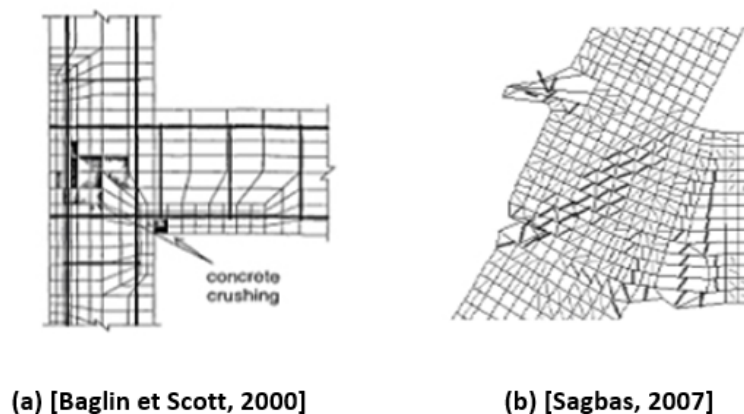


FIGURE 1.20: Modélisation 2D de l'assemblage poutre-poteau

La pertinence du modèle micro-plan [Ožbolt *et al.*, 2001] (figure 1.21) pour l'analyse cyclique 3D non-linéaire des assemblages extérieurs poutre-poteau a été démontrée par [Mahajan, 2009] et [Genesio, 2012]. [Nagai *et al.*, 1996] ont utilisé des éléments finis 3D non-linéaires pour modéliser des assemblages en béton à haute résistance soumis à un chargement monotone bi-axial.

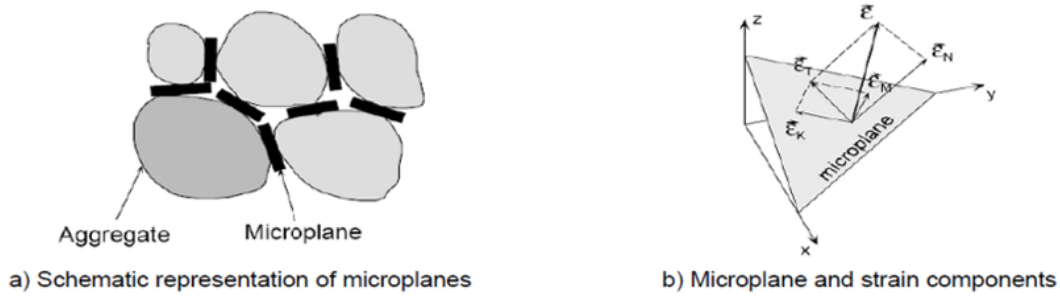


FIGURE 1.21: Modèle micro-plan [Ožbolt *et al.*, 2001]

Un modèle discret [Lettow, 2006] a été utilisé par [Genesio, 2012] pour modéliser la déformation due au glissement des barres d'acier par rapport au béton (figure 1.22). [Lettow, 2006] a montré que l'utilisation du modèle discret pour modéliser la liaison béton-acier donne généralement (pour les barres lisses et AH) une carte d'endommagement et un comportement post-pic plus réaliste en particulier sous chargement cyclique (figure 1.23). De plus, dans le cas de barres AH, l'hypothèse d'une liaison parfaite entre l'acier et le béton conduit à une résistance à la rupture surestimée par rapport à l'utilisation du modèle discret de la liaison [Sharma *et al.*, 2009].

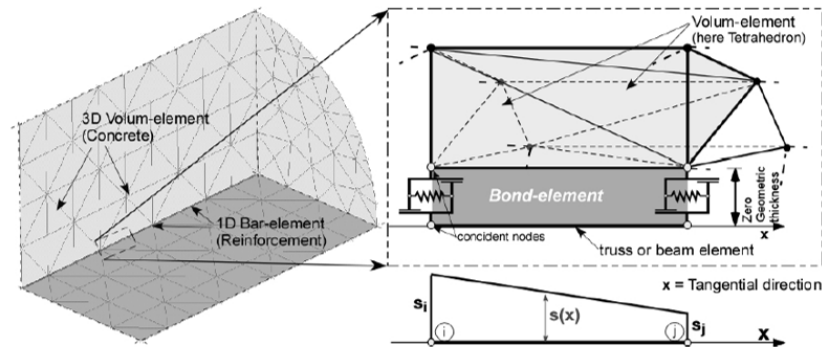


FIGURE 1.22: Modèle discret de la liaison béton-acier [Genesio, 2012]

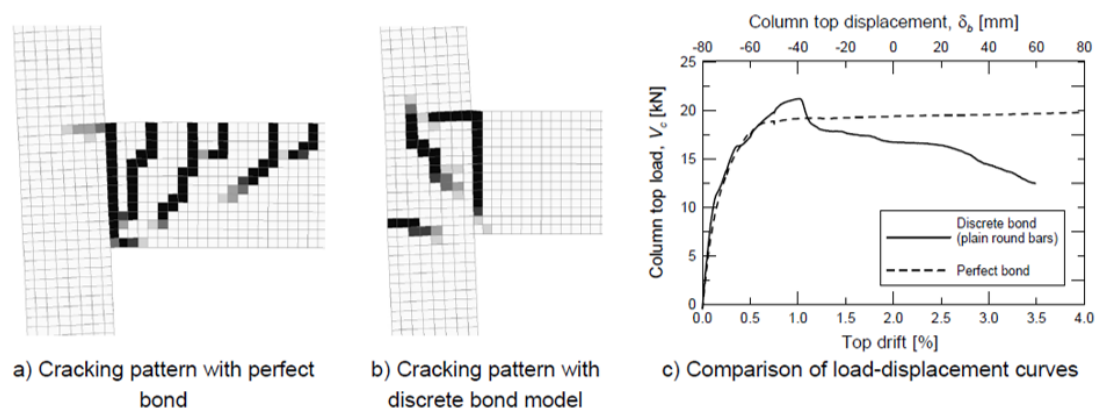


FIGURE 1.23: Influence de la modélisation de la liaison béton-acier [Lettow, 2006]

3.2 Résumé des études numériques

Ces dernières années, les modélisation numériques du comportement des assemblages poutre-poteau sous chargement cyclique et sismique ont fait l'objectif de plusieurs investigations.

Pour des analyses de la fragilité et de la prévision des probabilités d'endommagement, des modèles de rotule sont bien adaptés à grâce de leur simplicité. Des modèles de multi-ressorts offrent une possibilité d'isoler la contribution de plusieurs facteurs tels que : glissement des barres, déformation en cisaillement, mais leur calibration est plus difficile et leur mise en œuvre dans l'analyse de la structure complète demande un temps de calcul important. Ces deux types de modèle sont principalement basés sur des données expérimentales.

Des modèles éléments finis 3D offrent la possibilité de réduire la quantité requise d'essais expérimentaux et de réaliser des études paramétriques. Ils sont plus adaptés à l'analyse d'éléments simples que de structures entières, car ils sont très exigeants en termes de calcul.

Une combinaison des modèles éléments finis et des modèles de rotule pour des analyses des assemblages poutre-poteau et des structures entières respectivement, est peut-être la plus efficace pour la simulation numérique.

4 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de présenter différents aspects bibliographiques concernant les nœuds poutre-poteau.

En premier lieu, la classification des assemblages poutre-poteau, le mécanisme de transfert de l'effort de cisaillement et les modes de rupture de ces assemblages ont été présentés pour comprendre leur comportement structurel.

En second lieu, une revue des investigations expérimentales effectuées sur des assemblages extérieurs poutre-poteau en béton armé a été abordée. Les principaux paramètres (par exemple : résistance à la compression du béton, ancrage des armatures de la poutre, charge axiale dans le poteau) qui influent sur la résistance au cisaillement de ces assemblages ont été discutés. Cette étude a fourni d'importantes informations sur la résistance au cisaillement des assemblages poutre-poteau ainsi que sur plusieurs phénomènes observés expérimentalement. De plus, elle nous guidera pour réaliser notre essai d'assemblage poutre-poteau en béton armé.

Enfin, un bref état de l'art des modélisations numériques des assemblages poutre-poteau a été présenté. Différents modèles ont été mentionnés : modèles de rotule, modèle de multi-ressorts, modèle plus complexe et modèles éléments finis. Les avantages et les limitations de chaque modèle ont été discutés. Cette étude nous permet de positionner le problème étudié, ainsi de justifier nos choix concernant l'échelle de modélisation.

Chapitre 2

Identification du comportement des assemblages poutre-poteau en béton armé

Ce deuxième chapitre vise à présenter la démarche expérimentale d'identification du comportement d'un assemblage poutre-poteau en béton armé lors de sollicitations complexes (i.e. cycliques) et selon plusieurs axes de sollicitations. Cet essai fournit, par des mesures de champs optiques, des données quantitatives tridimensionnelles de cinématiques de l'assemblage qui permettent d'appréhender quantitativement les conditions aux limites réelles mesurées, et d'apprécier les mécanismes de dégradation. L'objectif est de nourrir un benchmark pour la validation de modèles numériques d'assemblages poutre-poteau.

Sommaire

1	Introduction	33
2	Pré-études numériques	33
2.1	Définition des caractéristiques du corps d'épreuve	33
3	Présentation de la campagne expérimentale	37
3.1	Formulation du béton et fabrication du spécimen	38

3.2	Configuration de l'essai	40
3.3	Dispositifs de mesure	43
3.4	Programme de chargement :	59
4	Présentation des résultats d'essai	62
4.1	Comportement global de l'assemblage poutre poteau	62
4.2	Analyse par stéréo-corrélation d'image	65
5	Conclusion	97

1 Introduction

Comme évoqué dans le premier chapitre, beaucoup de recherches ont déjà été effectuées au cours des dernières décennies afin d'étudier le comportement des assemblages poutre-poteau. De nombreux résultats expérimentaux et numériques ont été présentés. Cependant ces essais restent limités à des cas de chargements "simples" ne représentant pas complètement les sollicitations observées par le nœud d'ossature lors d'un chargement sismique.

Dans ce travail, un essai sur un assemblage extérieur poutre-poteau est présenté. Pour cette campagne expérimentale, les objectifs suivants sont fixés :

- identifier le comportement de l'assemblage extérieur poutre-poteau (sans armature transversale dans le noyau) sous chargement complexe en termes de résistance, de raideur et de ductilité.
- mettre en place et enrichir une base des données expérimentales permettant de développer un outil numérique (modèle simplifié) afin de décrire au mieux le comportement de l'assemblage poutre-poteau.

Dans la première partie de ce chapitre, une pré-étude numérique visant à préparer la campagne expérimentale est exposée. Dans une seconde partie, on s'attache à présenter le dispositif expérimental et les moyens de mesure mis en œuvre. Enfin dans une troisième partie, les résultats expérimentaux sont discutés.

2 Pré-études numériques

2.1 Définition des caractéristiques du corps d'épreuve

Afin de dimensionner le nœud d'ossature en béton armé, deux critères principaux ont été considérés :

- représentativité de l'éprouvette vis-à-vis d'éléments de structure réels.
- caractéristiques mécaniques de l'éprouvette en accord avec les capacités du dispositif expérimental (i.e. la capacité limite du nœud doit être en dessous de celle du dispositif de chargement afin d'analyser le comportement nonlinéaire).

Ainsi, afin de dimensionner le nœud d'ossature et son ferrailage (assemblage extérieur poutre-poteau) en accord avec les données de l'hexapode sur lequel l'essai va être effectué, des analyses numériques 3D de l'assemblage extérieur en béton armé sont réalisées à l'aide du logiciel Cast3M.

2.1.1 Présentation du dispositif expérimental

L'hexapode du centre d'essais du Laboratoire Mécanique et Technologie (LMT-Cachan) est utilisé pour réaliser les chargements complexes sur le nœud d'ossature (figure 2.1). L'hexapode est une machine constituée de 6 vérins électriques de capacité 25 kN, de déplacement maximal 345 mm et de vitesse maximale 275 mm/s. Cette machine permet de réaliser des trajets de chargement complexe, et fortement non-proportionnels sur des éprouvettes à l'échelle du matériau ou des petites structures (e.g. [Carpiuc, 2015]). De manière approchée, cette machine permet d'appliquer une plage de mouvement de translation de l'ordre de ± 250 mm dans chaque direction et une plage de mouvement de rotation de l'ordre de $\pm 22^\circ$ dans chaque direction.



FIGURE 2.1: Machine d'essai

2.1.2 Modèle numérique pour le pré-dimensionnement

Afin d'identifier les caractéristiques du nœud d'ossature permettant de répondre aux critères fixés en testant différentes configurations géométriques, un modèle numérique de l'assemblage poutre-poteau est réalisé. Ce modèle, réalisé dans le code aux éléments finis Cast3M, est présenté en figure 2.2.

Maillage : Le béton est décrit par des éléments finis cubiques à 8 nœuds. Les armatures longitudinales et transversales sont représentées par des éléments barres linéiques. Les barres sont reliées cinématiquement aux éléments volumiques du béton représentant ainsi une liaison parfaite entre les armatures et le béton.

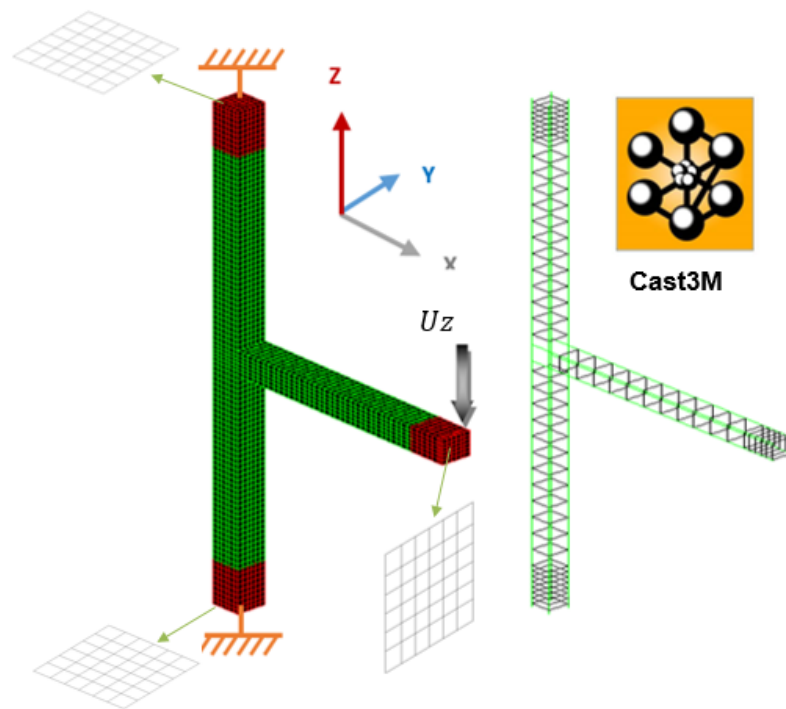


FIGURE 2.2: Modèle de l'assemblage extérieur poutre-poteau en éléments finis tridimensionnels

Modèles de comportement : Le modèle élastique endommageable de Mazars [Mazars, 1984] est utilisé pour le béton, un modèle élasto-plastique parfait pour les armatures longitudinales et un modèle élastique pour les armatures transversales. Les paramètres des modèles de matériaux sont présentés dans le tableau 2.1. Ces valeurs ont été choisies pour être représentatif des caractéristiques de béton et d'acier du bâti courant. Les notations des paramètres correspondent à celles utilisées dans le code Cast3M.

	E(GPa)	ν	KTRO	ACOM	BCOM	ATRA	BTRA	BETA
Béton	30	0.2	1.50943×10^{-4}	1.276	1060	0.9	11925	1.06
Acier	$E = 200 \text{ GPa} ; \nu = 0.3 ; \sigma_y = 520 \text{ MPa}$							

TABLE 2.1: Paramètres des modèles de matériau

Conditions limites et chargement : Les faces supérieure et inférieure du nœud d'ossature sont encastrées. Le chargement est appliqué sous la forme d'un déplacement imposé sur la face de droite. Deux type de chargement sont considérés : un chargement simple suivant la direction Z et un chargement complexe dans le plan YZ. Afin d'empêcher l'apparition et la localisation de l'endommagement dans les zones d'introduction des efforts (i.e. faces extrêmes du spécimen), un comportement élastique est imposé à ces endroits là (zones rouges dans la figure 2.2). Dans cette pré-étude, seul des cas de chargement mo-

notone sont considérés afin d'avoir une enveloppe des réponses.

Une étude paramétrique est menée en considérant différentes dimensions globales et différents ferraillements pour l'assemblage extérieur poutre-poteau. Ces valeurs sont résumées ci-après :

- largeur de section (poutre) : 10, 12 et 15 cm
- hauteur de section (poutre) : 10, 12 et 15 cm
- largeur de section (poteau) : 10, 12 et 15 cm
- longueur de poutre : 100 cm
- longueur de poteau : 200 et 240 cm
- nombre et diamètre d'armature longitudinale (poutre, poteau) : 4 HA 8 et 4 HA 10
- diamètre et espacement d'armature transversale (poutre, poteau) : ϕ 8 mm / 10 cm, ϕ 6 mm / 10 cm, ϕ 6 mm / 7.5 cm et ϕ 6 mm / 5 cm

La figure 2.3 donne les dimensions et le ferrailage retenus pour l'assemblage extérieur après avoir menée l'étude paramétrique. La poutre et le poteau ont une section carrée de 120 mm \times 120 mm. Les barres longitudinales de la poutre et du poteau sont disposées symétriquement en deux lits d'aciers de 8 mm de diamètre. Les étriers en acier de 6 mm de diamètre sont disposés avec un espacement de 75 mm dans la poutre et le poteau en zone courante et un espacement de 25 mm dans les zones à proximité des conditions limites (i.e. au voisinage des appuis et du point du chargement latéral).

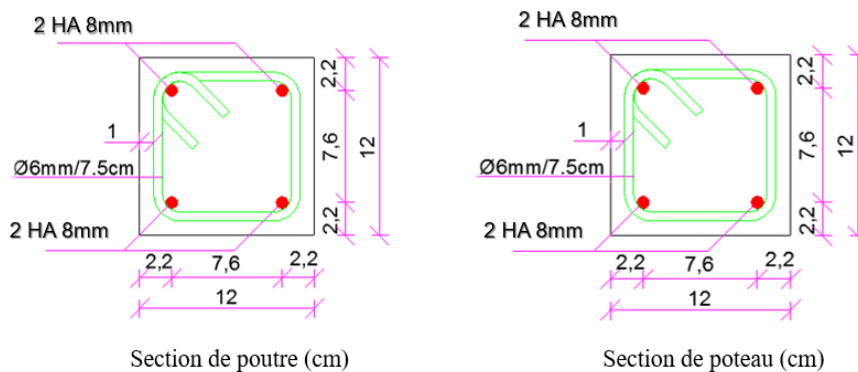


FIGURE 2.3: Géométrie et ferrailage considérés pour l'assemblage extérieur poutre-poteau

La figure 2.4 illustre la réponse force-déplacement pour différents chargements appliqués à l'assemblage en béton armé. Pour des chargements unidirectionnels notés CharY et CharZ, l'effort maximal est de 5,7 kN pour un chargement suivant Z et de 3,5 kN pour un chargement suivant Y. Pour un chargement proportionnel suivant YZ noté CharYZ (i.e. déplacement_Z = déplacement_Y), on observe une diminution de l'effort maximal suivant chacune des directions en comparaison avec des chargements unidirectionnels. De

plus, on obtient un déplacement à rupture de l'ordre de 70 mm (valeur du déplacement suivant Y ou Z) pour ce chargement bi-axial.

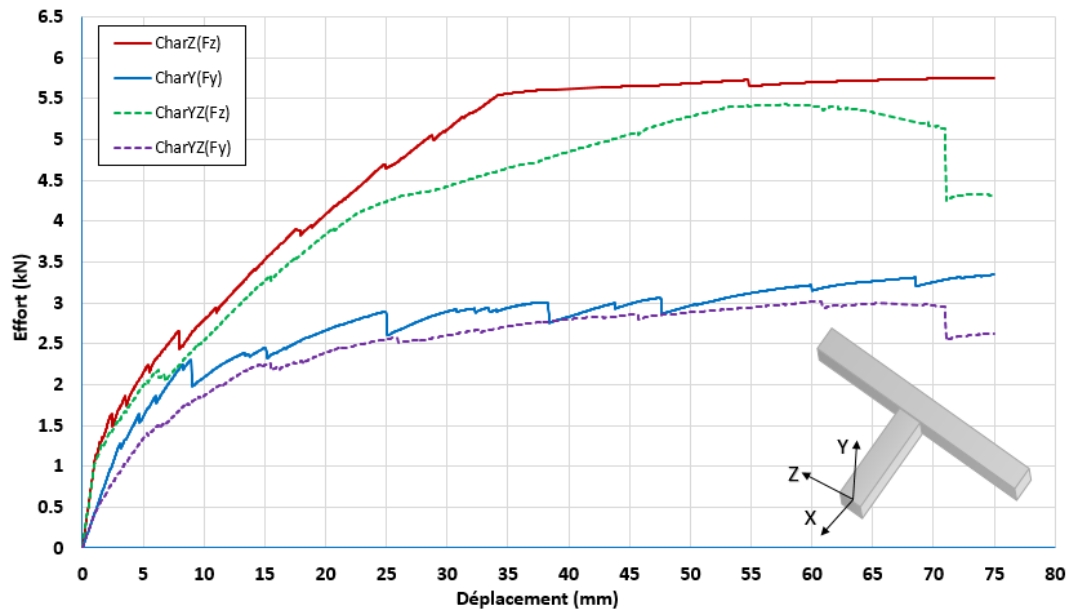


FIGURE 2.4: Réponse force-déplacement pour différents chargements appliqués à l'assemblage en béton armé

3 Présentation de la campagne expérimentale

L'étude expérimentale est une méthode classique et pertinente pour étudier le comportement de structures sous divers chargements. L'expérimentation permet une analyse précise et réaliste du mode de rupture et fournit diverses informations sur la résistance de la structure. L'objectif d'un essai est multiple : identifier un nouveau matériau ou élément, vérifier la capacité portante de structures existantes ou valider un développement numérique.

Afin d'être le mieux à même de reproduire et d'analyser le comportement observé expérimentalement, une bonne caractérisation des matériaux utilisés pour réaliser l'élément de structure ainsi qu'une bonne connaissance du processus de fabrication sont nécessaires. La maîtrise des conditions de chargement ainsi que la quantification précise de la cinématique et des efforts mis en jeu sont également des points clés lors d'une campagne expérimentale. Ces différents éléments sont décrits et renseignés dans cette section.

3.1 Formulation du béton et fabrication du spécimen

Les caractéristiques géométriques et le ferrailage obtenus lors de la phase de pré-dimensionnement présentée précédemment, nécessitent de mettre en œuvre un béton assez fluide avec des granulats de taille maximale réduite pour faciliter sa mise en œuvre lors du coulage.

Caractérisation du béton : La formulation du béton est réalisée en considérant la méthode de Dreux-Gorisse [Dreux et Festa, 1995]. Pour être en adéquation avec les valeurs considérées lors de la simulation, les propriétés mécaniques suivantes sont visées : module d'élasticité $E = 30 \text{ GPa}$, résistance à la compression $f'_c = 30 \text{ MPa}$, résistance à la traction $f_t = 3 \text{ MPa}$. La formulation obtenue pour 1 m^3 de béton est la suivante :

Sable (0/5)	:	904 kg
Gravier (4/10)	:	802 kg
Ciment	:	400 kg Ciment (CEM I 52.5 N CE CP2 NF)
Eau	:	245 lit
Super-plastifiant	:	4 kg (sika Viscocrete)

Des essais de caractérisation du béton à 28 jours (module d'élasticité, résistance à la compression et résistance à la traction) sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques $16 \text{ cm} \times 32 \text{ cm}$. Les caractéristiques mécaniques obtenues sont les suivantes : module d'élasticité $E = 26.5 \text{ GPa}$, résistance à la compression $f'_c = 45 \text{ MPa}$, résistance à la traction par fendage $f_t = 4.18 \text{ MPa}$.

Fabrication de l'assemblage poutre-poteau : Les caractéristiques géométriques et le ferrailage déterminés à la suite de l'étude de pré-dimensionnement sont considérées pour la réalisation du spécimen. De plus, le noyau de l'assemblage ne comprend pas d'étriers pour avoir un mode de rupture fragile. Pour assurer un bon ancrage, les barres longitudinales supérieures et inférieures de la poutre sont courbées dans le noyau de l'assemblage (crochet avec un angle de 90°). La longueur développée de l'ancrage est calculée en se basant sur la Norme Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1 :2005). La géométrie ainsi que le ferrailage de l'assemblage extérieur poutre-poteau sont représentés dans la figure 2.5.

Le ferrailage et le coulage de l'assemblage poutre-poteau sont réalisés au Département Génie Civil de l'ENS de Cachan. Un coffrage est spécialement conçu pour la réalisation de cet assemblage (figure 2.6).

Avant de couler le spécimen, un contrôle final est réalisé sur les dimensions du coffrage, les espacements d'étriers et le béton d'enrobage. Les surfaces intérieures de coffrage sont légèrement mouillées avant le coulage du béton. L'opération de coulage du béton a commencé à l'extrémité de la poutre jusqu'à la face arrière du poteau (figure 2.6). Le béton est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante qui est appliquée à l'intérieur du béton

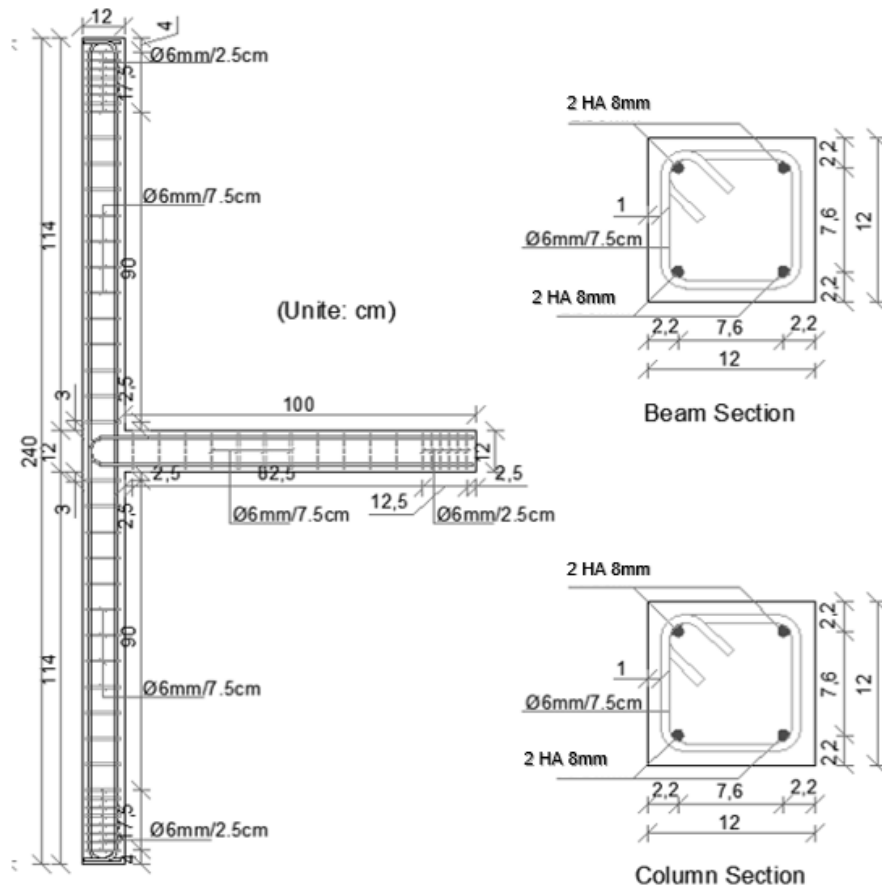


FIGURE 2.5: Géométrie et ferrailage de l'assemblage extérieur poutre-poteau

frais et aux surfaces extérieures du coffrage. Afin d'assurer une bonne cure du béton, la surface exposée à l'air libre (face arrière du poteau) est mouillée et couverte d'un film de cellophane après le coulage du béton. Six éprouvettes cylindriques 11 cm × 22 cm et trois éprouvettes prismatiques 10 cm × 10 cm × 80 cm sont coulées en parallèle afin de tester les propriétés du béton à la date de l'essai. Le décoffrage du spécimen est réalisé 3 semaines après le coulage du béton. Le spécimen est ensuite déplacé au centre d'essais de LMT-Cachan et conservé dans les conditions ambiantes du laboratoire.

Caractérisation des matériaux utilisés : À la date de l'essai sur le spécimen (i.e. quinze mois après le coulage), des tests de caractérisation du béton (module élastique, résistance à la compression, résistance à la traction et énergie de fissuration) sont réalisés sur les éprouvettes cylindriques et prismatiques fabriquées au moment du coulage ainsi que des tests de caractérisation d'armatures HA 8. Les caractéristiques mécaniques du béton et des armatures en acier sont présentées dans le tableau 2.2. Des " ? " sont mis pour les paramètres qui n'ont pas été mesurés ou testés lors de ces essais.



FIGURE 2.6: Ferrailage et coffrage de l'assemblage poutre-poteau

Matériau	Propriétés
Béton	Module élastique, $E = 25,42 \text{ GPa}$ Résistance à la compression, $f_c = 4,16 \text{ MPa}$ Limite en traction du béton, $f_t = 3,6 \text{ MPa}$ Coefficient de Poisson, $\nu = 0,2$ Énergie de fissuration $E_f = 51,71 \text{ J/m}^2$
Armatures longitudinales	Diamètre, $\phi = 8 \text{ mm}$ Module élastique, $E = 185,35 \text{ GPa}$ Limite élastique, $f_y = 560 \text{ MPa}$ Déformation élastique, $\epsilon_y = ?$ Limite ultime, $f_u = 647,8 \text{ MPa}$ Déformation ultime, $\epsilon_y = ?$
Armatures transversales	Diamètre, $\phi = 6 \text{ mm}$ Module élastique, $E = ? \text{ GPa}$ Limite élastique, $f_y = ? \text{ MPa}$ Déformation élastique, $\epsilon_y = ?$ Limite ultime, $f_u = ? \text{ MPa}$ Déformation ultime, $\epsilon_y = ?$

TABLE 2.2: Propriétés des matériaux disponibles

3.2 Configuration de l'essai

Disposition du spécimen : Afin de répondre à des contraintes d'encombrement sur la plateforme d'essai, le nœud d'ossature est testé dans une configuration pivotée de 90° suivant l'axe de la poutre par rapport à son configuration réelle dans une structure (i.e. l'éprouvette est mis en place dans un plan horizontal). La figure 2.7 illustre la configuration de l'essai.



FIGURE 2.7: Configuration de l'essai sur un assemblage poutre-poteau

Conditions limites pour le poteau : Pour reproduire des conditions d'encastrement aux extrémités du poteau, ces dernières sont fixées aux deux colonnes métalliques (CFM) à l'aide d'un ensemble (équerre, chapeau et casque). Les deux colonnes CFM, de rigidité suffisamment importante en comparaison du spécimen testé, sont vissées sur le marbre de l'hexapode par l'intermédiaire d'une platine (*footplate*).

Dispositif d'application du chargement : Deux configurations sont considérées pour le dispositif d'application du chargement, en utilisant les différents systèmes donnés sur les figures 2.8 et 2.14.

Une première configuration réalise une liaison rotule entre l'équerre et le casque métallique. Cette liaison est obtenue grâce à une rotule mise en place au niveau de la cellule d'effort (figure 2.14 a). Cette configuration permet d'imposer des mouvements de translation dans les trois directions de l'espace tout en laissant les rotations libres.

Une deuxième configuration réalise une liaison encastrement entre l'équerre et le casque métallique. Cette liaison est obtenue grâce à un chapeau métallique vissée à la cellule d'effort et sur lequel vient se fixer le support du casque métallique (figure 2.14 b). Cette configuration permet d'imposer un torseur cinématique complet (i.e. trois translations et trois rotations).

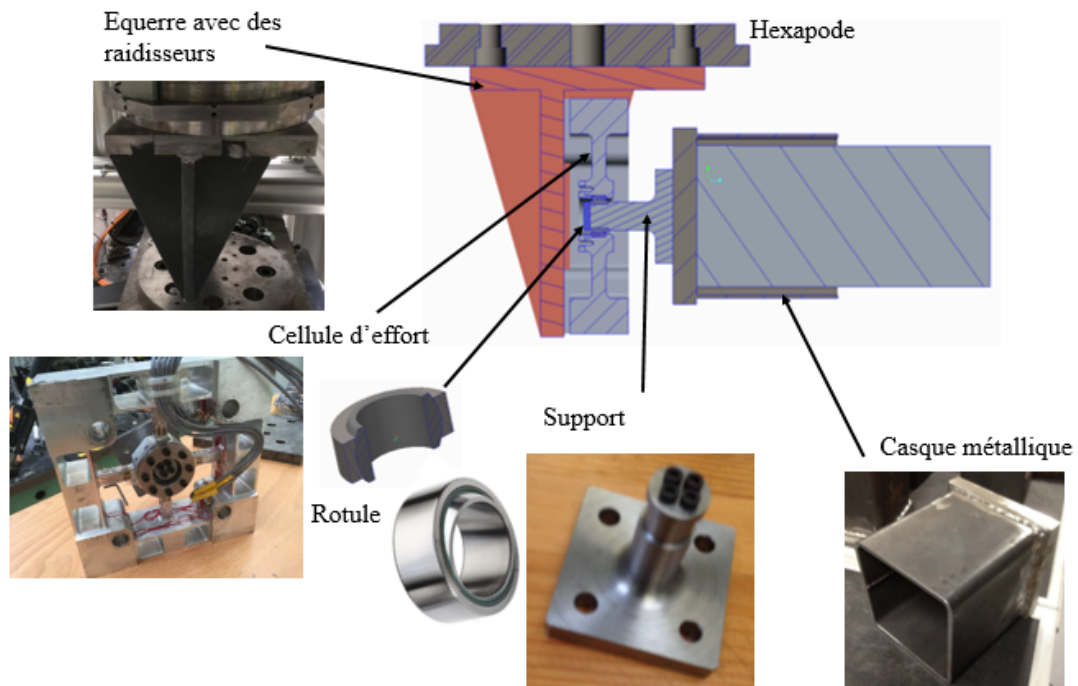


FIGURE 2.8: Dispositif de chargement

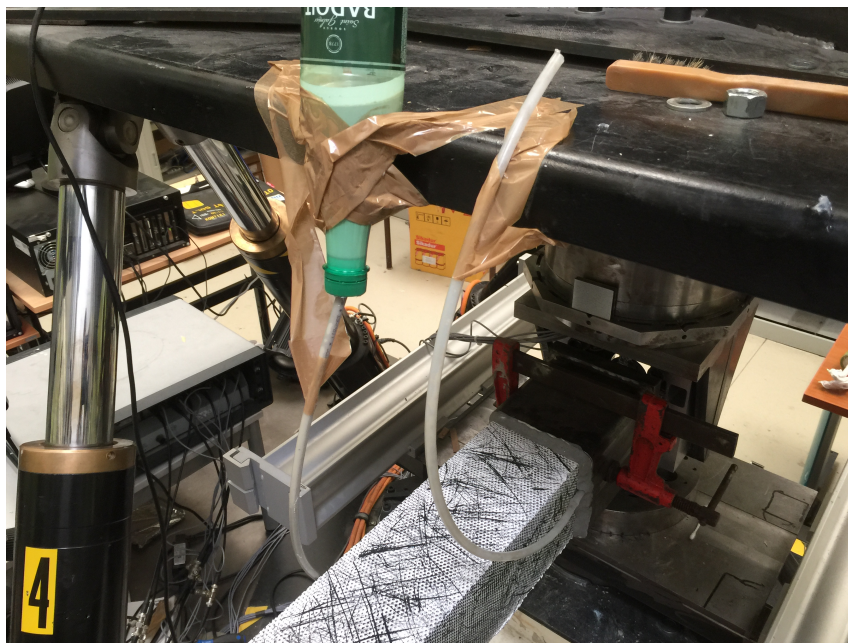


FIGURE 2.9: Procédé de collage des casques a l'éprouvette

Afin de réaliser un encastrement entre le spécimen et le casque métallique tout au long du chargement, on porte une attention particulière à la réalisation de cette liaison.

Le casque métallique (figure 2.8) est un tube en acier de construction nuance S235, de section carrée (dimensions extérieures 140 mm × 140 mm et épaisseur 6,4 mm). La solution retenue doit pouvoir empêcher les mouvements relatifs entre la poutre de l'assemblage poutre-poteau et le casque métallique tout en résistant aux niveaux de contrainte qui pourront être observée lors des divers chargements appliqués.

Deux solutions ont été initialement considérées pour réaliser cette liaison : une colle époxy (Silcadur), un coulis d'injection hydraulique (LANKOREP Fissure). L'espace entre l'éprouvette et le casque étant très faible, le choix s'est porté sur la deuxième solution. Ce choix est motivé par le fait que ce coulis d'injection possède de très bonnes propriétés rhéologiques. Ainsi, il est couramment utilisé pour la réparation de fissures dans des ouvrages de Génie Civil. De plus, il présente rapidement de bonnes propriétés mécaniques. Sa résistance à la compression, après 8 jours, est de 70 MPa. Enfin, il présente une très bonne adhérence sur le béton. La figure 2.9 montre l'opération d'injection du coulis entre le casque et l'extrémité de la poutre.

3.3 Dispositifs de mesure

3.3.1 Développement d'une cellule d'efforts multi-composantes

Un capteur d'effort est un dispositif qui est utilisé pour convertir une force appliquée sur un objet en signal électrique. Le capteur est généralement constitué d'un corps d'épreuve qui va se déformer sous des sollicitations mécaniques. En utilisant des jauges des déformations, lesquelles seront placées dans des configurations bien particulières sur le corps d'épreuve et connectées sur un pont approprié, on pourra mettre en évidence une composante de mesure ou non. Logiquement, les jauges sont placées dans des zones présentant les déformations les plus importantes et les plus homogènes.

Afin de pouvoir mesurer des forces (F_x, F_y, F_z) et/ou des couples (M_x, M_y, M_z) appliqués sur l'extrémité de la poutre pilotée par l'hexapode, il est nécessaire de réaliser une cellule d'effort spécifique à notre étude dont les caractéristiques correspondent aux capacités de chargement obtenues lors de la pré-étude numérique (section 2). En effet, les cellules existantes disponibles ne correspondaient pas au cahier des charges (encombrement, capacité, ...).

Différents éléments sont à définir lors de la conception et la fabrication de la cellule :

- Choix du matériau constitutif de la cellule,
- Réalisation des plans et fabrication de la cellule,
- Positionnement des jauges,
- Calibration de la cellule.

Conception de la cellule d'effort : Suite aux pré-études numériques réalisées sur une géométrie de cellule issue de la littérature [VISHAY, 1999], le choix du matériau consti-

tutif de la cellule s'est porté sur un alliage d'aluminium : nuance FORTAL 7075 T6 (figure 2.10). Cet alliage présente des caractéristiques mécaniques très honorables pour un alliage d'aluminium : limite d'élasticité $\sigma_y = 500$ MPa, limite ultime $\sigma_u = 860$ MPa, allongement $A = 20\%$. Les composantes maximales de la cellule d'effort (forces et moments), calculées à l'aide d'un calcul éléments finis, sont présentées dans le tableau 2.3. Les composantes des efforts et des moments sont exprimées dans le repère associé à la cellule (Figure 2.10).

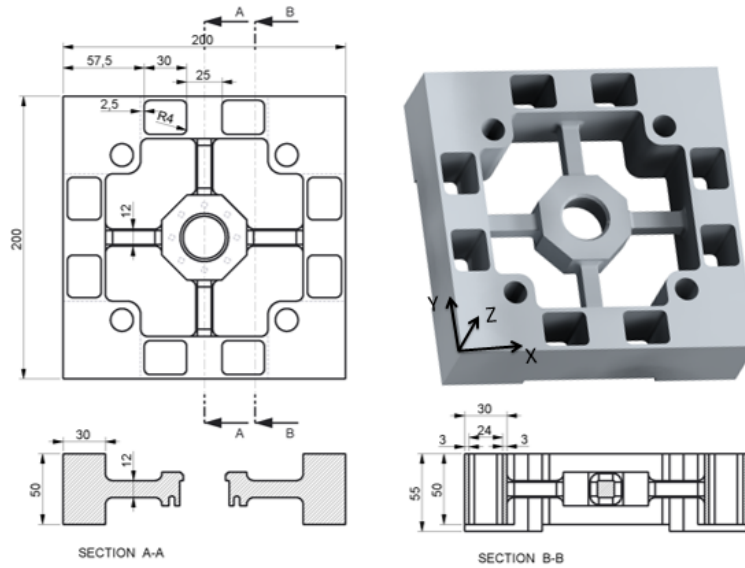


FIGURE 2.10: Cellule d'efforts 6 composantes

	Force(kN)/Moment(N.m)	Dépl.(micron)/Rot.(rad)
Cisaillement : F_x, F_y	27	440
Axial : F_z	25	550
Moment : M_x, M_y	600	8.0×10^{-03}
Torsion : M_z	11315	6.74×10^{-02}

TABLE 2.3: Composantes maximales de la cellule d'efforts 6 composantes

La figure 2.11 montre des champs de contrainte (contrainte de Von Mises) dans la cellule d'efforts sous différents chargements appliqués sur la partie centrale de la cellule (axial, cisaillement, cisaillement diagonal, axial + cisaillement diagonal). La contrainte maximale obtenue pour un chargement en effort de 10 kN et/ou un couple de 500 N.m appliqué dans chaque direction est de 350 MPa. Cette contrainte reste inférieure à la limite d'élasticité du matériau constitutif de la cellule.

Définition de la position des jauges : L'étude numérique montre que les zones présentant les déformations les plus importantes sont près de la partie centrale de la cellule. En

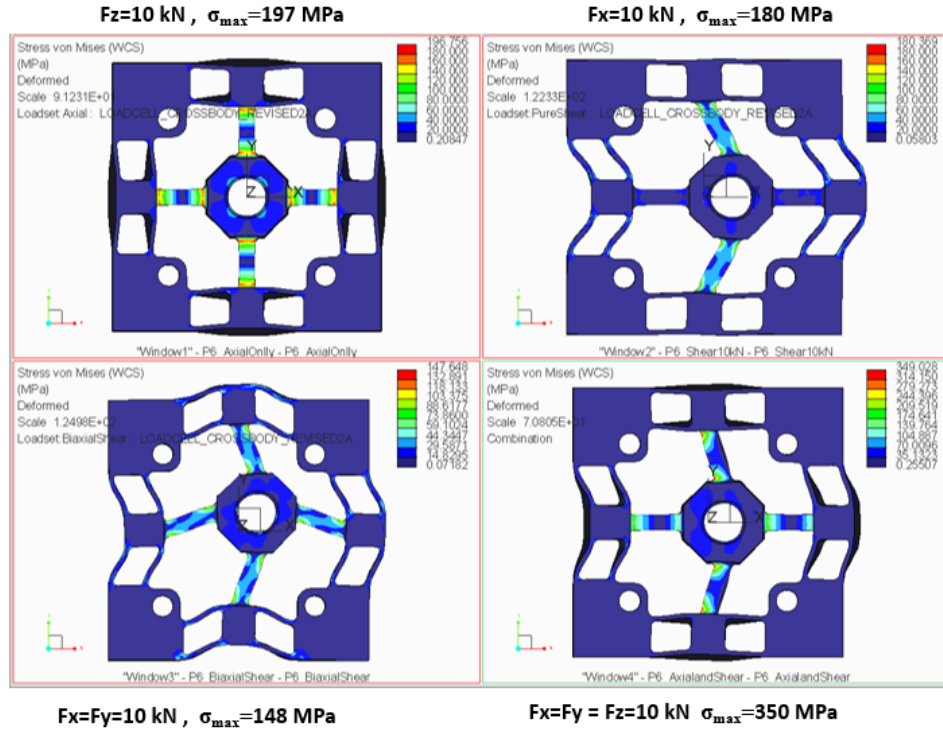


FIGURE 2.11: Analyse de la capacité de la cellule d'efforts 6 composantes

se basant sur ces résultats, les jauges de déformation sont positionnées dans cette zone (figure 2.12). Trente-deux jauges de déformation (VISHAY J2A 06 S033 P 350) sont utilisées et montées sur six ponts de Wheatstone.

Pour chaque composante mesurée, un pont complet (les quatre résistances du pont sont actives) est utilisé. Pour les composantes F_x , F_y , M_x et M_y les quatre jauges ferment le pont, par contre pour F_z et M_z , les jauges sont doublées par brins.

Le collage des jauges de déformation sur les bras de la cellule (figure 2.12) est faite sur une surface préparée (i.e. polissage de la surface) et en utilisant une colle bi-composant (marque Vishay). Pour le câblage des jauges, les pattes de sorties destinées au soudage des fils sont utilisés. Des éléments de connexion intermédiaires ont été mis en place entre les jauges et les fils de sorties afin de réduire les risques de court-circuit (figure 2.13).

Calibration de la cellule d'efforts : La calibration de la cellule d'efforts est réalisée en trois phases. La figure 2.14 illustre les deux montages pour la calibration : montage avec rotule pour calibrer les efforts (F_x , F_y , F_z), montage sans rotule pour calibrer les moments (M_x , M_y , M_z).

Les composantes maximales (forces et moments) pour la calibration sont calculées à

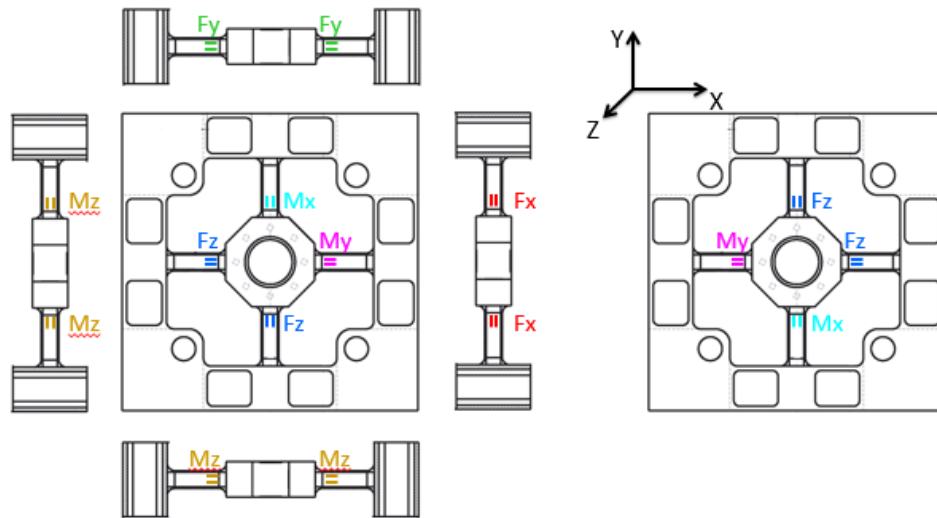


FIGURE 2.12: Positions des jauges de déformation sur la cellule d'efforts 6 composantes

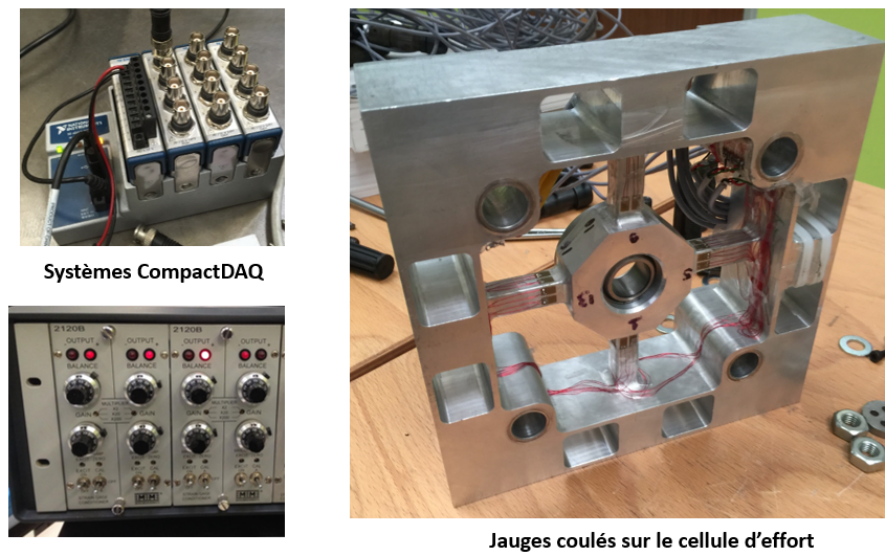


FIGURE 2.13: Collage et câblage des jauges de déformation

l'aide du modèle éléments finis en considérant un facteur de sécurité ≥ 2 . Le tableau 2.4 présente les valeurs maximales de la calibration de la cellule d'efforts.

La figure 2.15 présente les caractéristiques de la rotule utilisée pour la calibration et les essais.

La cellule d'efforts est connectée à un système d'acquisition NI CompactDAQ. Ce système est une plate-forme d'acquisition de données (DAQ) qui intègre la connectivité

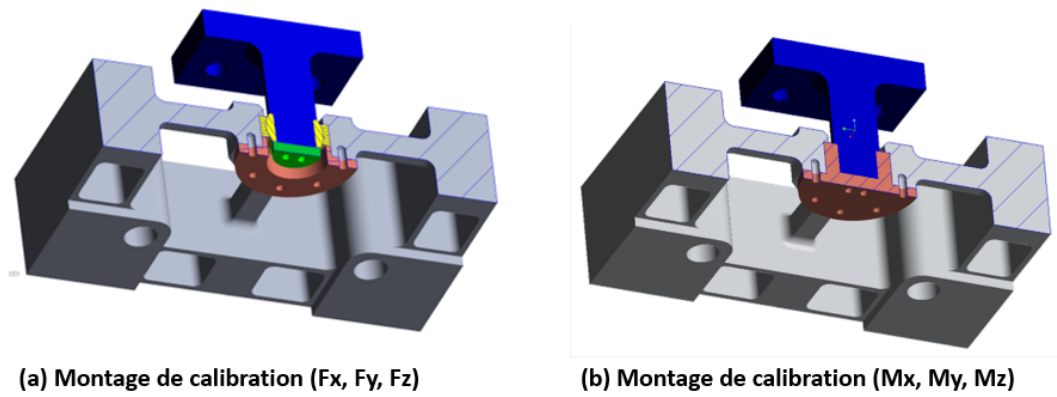


FIGURE 2.14: Montage pour la calibration de la cellule d’efforts : efforts et moments

	Force(kN)/Moment(N.m)	Dépl.(micron)/Rot.(rad)
Cisaillement : F_x, F_y	10	159
Axial : F_z	10	216
Moment : M_x, M_y	300	4.0×10^{-03}
Torsion : M_z	?	$? \times 10^{-02}$

TABLE 2.4: Composantes maximales pour la calibration de la cellule d’efforts

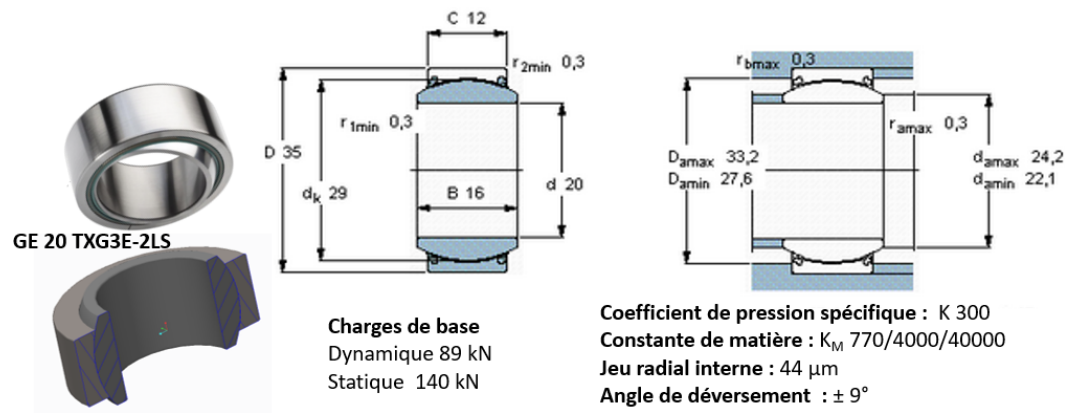


FIGURE 2.15: Propriétés de la rotule

et le conditionnement du signal sur des E/S modulaires pour interfacer directement avec n’importe quels capteurs ou signaux. Il est utilisé avec le logiciel LabVIEW (figure 2.13).

La première phase de calibration est réalisée sur la machine de traction/compression électromécanique (INSTRON). Des masses calibrées de 5 kg ont été utilisées au préalable pour l’étalonnage afin de trouver le gain approximatif (N/V) pour chaque axe de la cellule (F_x, F_y, F_z). Les masses sont alors suspendues pour générer le cas de chargement dans chaque axe (figure 2.16 a).

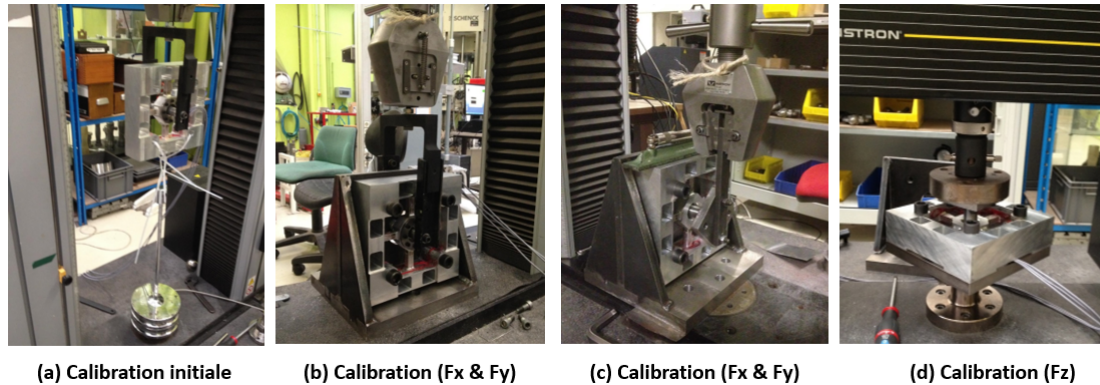


FIGURE 2.16: Calibration de la cellule d'efforts - Machine : Électromécanique

La deuxième phase de calibration est réalisée en utilisant trois montages pour l'étalonnage et la mesure des efforts de 1 kN à 10 kN en traction comme en compression dans chaque axe de la cellule (figure 2.16 b,c). Pour cette phase, la cellule avec la rotule est installée et reliée à la machine de traction/compression électromécanique (INSTRON) avec une capacité maximale de charge 10 kN. Pour chaque configuration, plusieurs mesures sont effectuées afin de mieux maîtriser le positionnement du capteur d'efforts par rapport à la liaison avec la machine. Après chaque mesure, le capteur est repositionné en fonction des réponses obtenues sur chacune des composantes afin d'avoir un positionnement parfait pour chaque composante mesurée (i.e. linéarité entre l'effort imposé et l'effort mesuré et composante très faible voir nulle suivant les directions non chargées).

Afin de balayer, lors de la calibration de la cellule, toute la plage de mesure nécessaire pour l'essai, dix cycles de sollicitation (traction-compression) de ± 10 kN dans chaque axe sont effectués. Les facteurs de calibration sont ensuite obtenus par régression linéaire entre les valeurs d'effort imposé (machine) et les valeurs mesurées de la cellule dans le sens de la sollicitation.

La figure 2.17 montre les points de mesure et l'équation de la droite obtenue par régression linéaire pour l'étalonnage de la cellule d'efforts dans la direction X. On peut noter qu'il y a des valeurs non nulles pour les efforts dans les deux autres directions (par exemple : $F_y \approx 0.2F_x$) bien que le sens de sollicitation soit suivant la direction X. Ces valeurs non nulles sont sans doute liées au fait que l'axe de sollicitation de la machine et l'axe étalonné de la cellule ne sont pas exactement identiques. Ces différences sont également constatées pour les autres montages soulignant ainsi les imperfections potentielles des montages réalisés pour la calibration.

Dans la troisième et dernière phase de calibration, la cellule avec la rotule est installée sur l'hexapode. Deux montages sont utilisés pour cette phase (figure 2.18). Chaque mon-

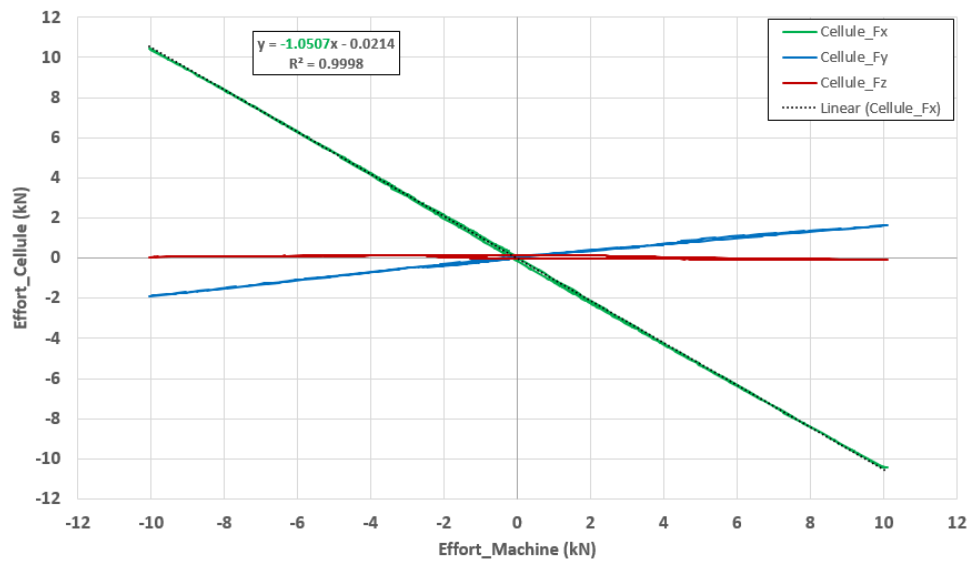


FIGURE 2.17: Calibration de la cellule d'efforts dans la direction X - Machine électromécanique

tage permet d'étalonner la cellule d'efforts dans les trois directions (F_x , F_y , F_z). Il est à noter que lors de cette phase, un chargement non maîtrisé sur la cellule d'effort a entraîné une plastification de celle-ci nécessitant une recalibration particulière (i.e. une résistance équivalente a été introduite pour équilibrer le pont de Wheatstone). De fortes non-linéarité sont observées dans la réponse de la cellule à la suite de ce problème. Néanmoins, la démarche de calibration présentée jusqu'ici reste valable pour la préparation d'une nouvelle cellule et pour la réalisation d'essais futurs.

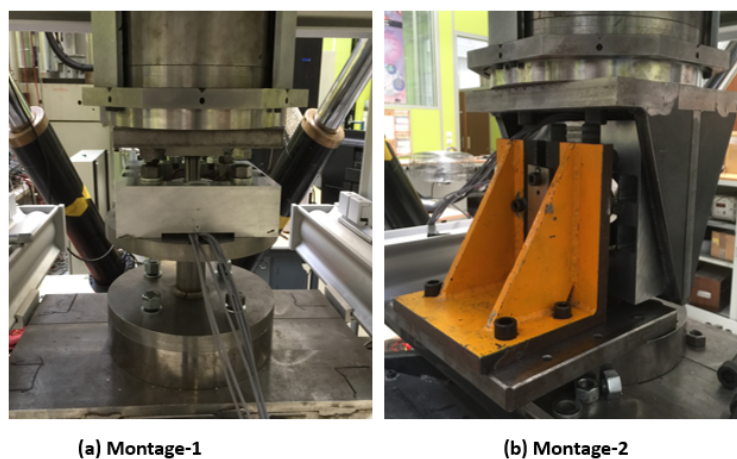


FIGURE 2.18: Calibration de la cellule d'efforts - Machine : Hexapode

La figure 2.19 montre les points de mesure et l'équation de la droite obtenue par ré-

gression linéaire pour l'étalonnage de la cellule d'efforts dans la direction X. Des valeurs non nulles sont également observées pour les autres directions.

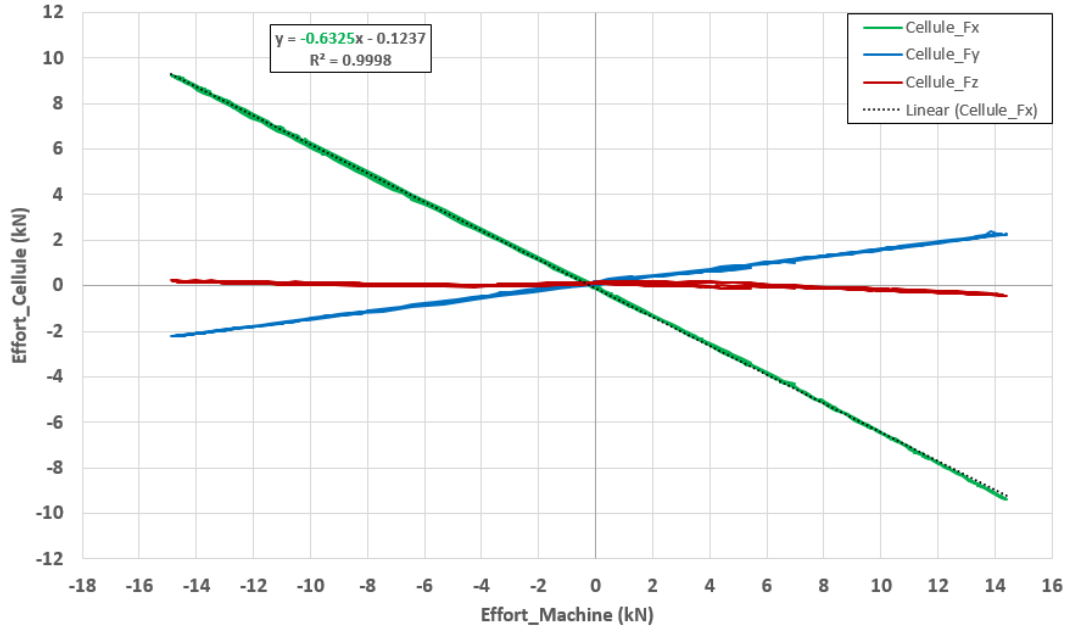


FIGURE 2.19: Calibration de la cellule d'efforts dans la direction X - Machine Hexapode

Ainsi, lorsqu'on impose un déplacement dans une direction à l'aide d'un système de chargement (électromécanique ou hexapode) sur la cellule d'efforts, celle-ci donne des valeurs mesurées dans les trois directions (X, Y, Z).

Afin de finaliser la calibration de la cellule, les informations sur les efforts disponibles avec l'hexapode sont utilisées comme référence. En effet, un mini-hexapode associé à l'hexapode principal permet de mesurer des efforts. Bien que ce système ne puisse être utilisé lors des essais sur le nœud d'ossature, il peut servir de référence pour la phase de calibration de la cellule seule. Ainsi, pour chaque champ de déplacements imposé, un champ d'efforts de l'hexapode (Eq. 2.1) et un champ d'efforts de la cellule (Eq. 2.2) sont disponibles. On peut alors déterminer la matrice de passage entre les efforts de référence (mesure avec mini-hexapode) et les efforts mesurés par la cellule (Eq. 2.3). Les équations suivantes détaillent les calculs permettant d'obtenir cette matrice de passage.

$$\begin{bmatrix} F_x^{Hex} \\ F_y^{Hex} \\ F_z^{Hex} \end{bmatrix} = \{A\} \times \begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ U_z \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

$$\begin{bmatrix} F_x^{Cel} \\ F_y^{Cel} \\ F_z^{Cel} \end{bmatrix} = \{B\} \times \begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ U_z \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

avec $\{F\}^{Hex}$ le vecteur d'efforts de l'hexapode, $\{F\}^{Cel}$ le vecteur d'efforts de la cellule, $\{A\}$, $\{B\}$ les matrices de rigidité hexapode-cellule et cellule-hexapode respectivement.

On détermine alors la matrice de passage $\{C\}$ entre les efforts appliqués (hexapode) et les efforts mesurés (cellule).

$$\{F\}^{Hex} = \{A\} \cdot \{B\}^{-1} \cdot \{F\}^{Cel} = \{C\} \cdot \{F\}^{Cel} \quad (2.3)$$

En exprimant les différents termes sous forme matriciel, l'équation 2.3 s'écrit :

$$\begin{bmatrix} F_x^{Hex} \\ F_y^{Hex} \\ F_z^{Hex} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_x^{Cel} \\ F_y^{Cel} \\ F_z^{Cel} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Les valeurs des composantes de la matrice de passage $\{C\}$ obtenues lors de la phase de calibration sont présentées dans l'équation 2.5.

$$\{C\} = \begin{bmatrix} 0.0167 & 0.0263 & 1.5193 \\ -0.2767 & -1.0937 & -0.0012 \\ -1.5662 & -0.1495 & -0.0778 \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

3.3.2 Mesure de champs par corrélation d'images

Principe de la corrélation d'images : Lors des simulations numériques d'essais sur matériaux et/ou structures, il est d'usage courant de travailler à partir des champs de déplacements et de déformations. Il devient alors intéressant de pouvoir développer des techniques expérimentales capables d'identifier ces champs, ce qui nous permettra a posteriori de valider un modèle numérique en le comparant plus précisément avec l'expérience.

La corrélation d'images numériques est une technique qui consiste à apparier deux (ou plusieurs) images de la même scène pour en extraire le champ de déplacement permettant d'obtenir cette correspondance [Sutton *et al.*, 2009]. Cette méthode se base sur l'hypothèse de conservation de niveaux de gris entre deux images de la même scène. Deux images, où chaque pixel de ces images est codé en niveaux de gris, sont comparées à deux instants différents. Le principe de la corrélation consiste alors à apparier le motif correspondant à la zone d'étude dans deux images afin de pouvoir déterminer le déplacement du centre de la zone (figure 2.20). Il s'agit ainsi de rechercher dans l'image déformée l'endroit où on atteint le maximum de vraisemblance avec chaque zone d'étude considérée dans l'image de référence. Il est à noter que l'augmentation de la taille de la zone d'étude permet de diminuer le niveau d'incertitude du déplacement mesuré au détriment du nombre de points de mesures.

Si l'on note f et g deux images, respectivement de référence et déformée alors cette hypothèse peut s'écrire :

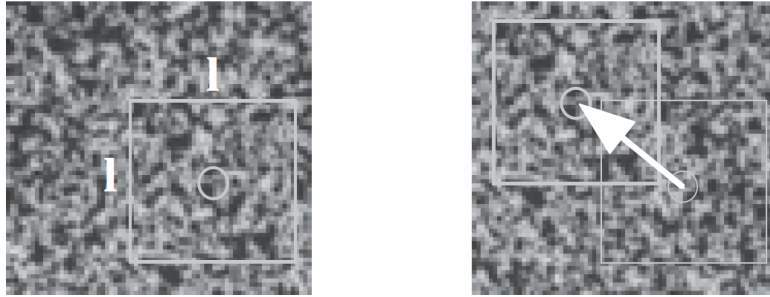


FIGURE 2.20: Zones d'étude sur une image de référence et sur une image déformée

$$f(\mathbf{x}) = g(\mathbf{x} + \mathbf{u}(\mathbf{x})) \quad (2.6)$$

avec \mathbf{x} les coordonnées des pixels et $\mathbf{u}(\mathbf{x})$ un déplacement entre les deux images. Si les déplacements entre deux images sont suffisamment petits, alors un développement de Taylor au premier ordre permet d'écrire :

$$f(\mathbf{x}) = g(\mathbf{x} + \tilde{\mathbf{u}}(\mathbf{x})) + \nabla g(\mathbf{x} + \tilde{\mathbf{u}}(\mathbf{x}))\delta\mathbf{u}(\mathbf{x}) \quad (2.7)$$

Le problème de corrélation consiste à trouver le champ de déplacement correctif $\delta\mathbf{u}(\mathbf{x})$ qui vérifie cette propriété.

Deux approches de la corrélation d'images sont disponibles dans la littérature : approche locale et approche globale.

La première approche (e.g. [Sutton *et al.*, 1983]) ne considère pas l'image entière, mais des petites portions de l'image (imagettes). Elle calcule la fonction de corrélation entre une imagette de l'image de référence et une imagette déformée. En fixant chaque imagette de référence, elle cherche un correspondant dans l'image déformée (imagette déformée) en minimisant la somme des différences quadratiques. Cette approche est dite locale, car chaque imagette est analysée indépendamment de ses imagettes voisines.

La deuxième approche recherche à faire l'appariement sur le domaine entier d'un seul coup au lieu de découper l'image en imagettes (e.g. [Sun *et al.*, 2005]). Cette approche est basée sur l'ajout d'hypothèses cinématiques pour augmenter les degrés de libertés cinématiques du déplacement, car en général un déplacement constant n'est pas suffisant. Ensuite, elle cherche une valeur des degrés de liberté qui minimisent l'erreur globale de corrélation "résidu" (i.e. la différence entre l'image de référence et l'image déformée corrigée du champ de déplacement mesuré, ou la différence entre les images non résolue par la cinématique) afin d'obtenir l'ensemble du champ de déplacement sur la surface observée. Le choix de la base cinématique varie et dépend du problème étudié (flexion, traction,

fissuration...) pour utiliser des fonctions de forme adaptée au problème. L'approche globale la plus répandue est basée sur les éléments finis où un déplacement 2D continu de la surface observée est seulement supposé. Ainsi, chaque élément (ou imagerie) est relié à ses voisins par ses nœuds (contrairement aux solutions de l'approche locale). La base cinématique de type éléments-finis T3 [Tomicevic *et al.*, 2013] nous permet d'interfacer les résultats de mesure de champs avec des modélisations numériques.

Pour avoir des résultats satisfaisants via la corrélation d'images, la bonne qualité de l'image est importante avec un spectre en niveau de gris le plus large et le plus équilibré possible. Par défaut, la texture de l'assemblage poutre-poteau en béton armé étudiée ne couvrirait qu'une partie du spectre en niveau de gris ce qui est généralement insuffisant pour obtenir des résultats satisfaisants. Ainsi, afin d'élargir le spectre, un mouchetis de peinture constitué d'un mélange de tâches de peinture noir et blanc (d'un diamètre généralement compris entre 4 à 10 fois la taille d'un pixel) et de lignes de peinture noire aléatoirement réparties est réalisé. De plus, quelques croix de peinture noire de tailles différentes tailles sont réparties sur la surface du spécimen (figure 2.21).



FIGURE 2.21: Mouchetis de l'assemblage poutre-poteau

Afin d'observer le faciès de fissuration se développant lors de l'essai au niveau de la face supérieure de la jonction, un appareil photo muni d'un objectif 50 mm est installé au-dessus de l'éprouvette (centre de l'assemblage poutre-poteau) (figures 2.25 et 2.26-j). Une fréquence d'échantillonnage de 0,1 Hz (i.e. une image toutes les dix secondes) est considérée pour la mesure.

Stéréo-corrélation d'images : Le principe générale de la méthode de corrélation d'images présentée dans le paragraphe précédent permet d'obtenir des informations de champs associés à une surface plane. On parle alors de corrélation d'images deux dimensions pour laquelle un seul appareil photo est suffisant. Le spécimen étudié et les trajets de chargement considérées amène une réponse tri-dimensionnelle du nœud d'ossature (i.e. les déplacements ne restent pas dans un plan). Ainsi, pour obtenir des mesures de champs surfaciques du spécimen complet, il est nécessaire d'avoir recours à des techniques d'imagerie plus avancées utilisant à chaque niveau de chargement plusieurs prises de vues pour

l'analyse.

La formulation globale de mesure de forme 3D et de champs de déplacements 3D surfaciques par stéréo-vision et stéréo-corrélation d'images ([Beaubier *et al.*, 2014] et [Dufour, 2015]) permet de mesurer la cinématique 3D d'une éprouvette pendant l'essai soumise à une sollicitation. Cette technique consiste généralement à mettre en correspondance des images (au moins 2 paires d'images issues de points de vue différents) en utilisant un modèle de projection dans le but de mesurer la forme de l'éprouvette.

En général, le principe de la stéréo-corrélation d'image peut se résumer en trois étapes :

- **Calibrage des caméras (étalonnage)** : cette étape permet de transformer des informations de position de pixels en informations métriques en utilisant des matrices de projection \mathbf{M} . Chaque caméra est définie par ses paramètres intrinsèques (distance focale, et coefficients de distorsion, point principal). Le changement entre repère global dans lequel est défini la scène observée et repère local qui est lié à la caméra définit un ensemble de paramètres (3 translations et 3 rotations) appelés paramètres extrinsèques. Ces paramètres sont déterminés en utilisant une mire (damier), dont les caractéristiques sont connues, placée dans différentes positions et orientations par rapport à la caméra. La projection d'un point 3D dans le repère de la scène sur le capteur de la caméra s'écrit donc : $\{\mathbf{x}\} = [\mathbf{M}].\{\mathbf{X}\}$ (figures 2.22 et 2.23). Grâce à l'étalonnage, la position des imagerie dans l'espace 3D est reconstruite sous la forme d'un nuage de points pour mesurer la surface de la forme observée.

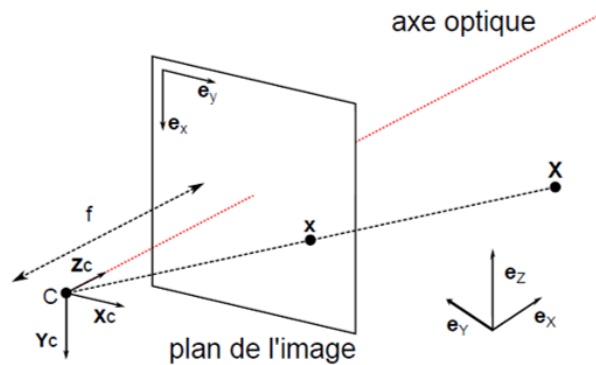


FIGURE 2.22: Modélisation de l'image d'un point 3D \mathbf{X} en un point 2D \mathbf{x}

- **Reconstruction de la surface initiale en 3D** : dans cette étape, on cherche à partir d'une paire d'images pour chaque pixel de la caméra de droite son correspondant sur la caméra de gauche obtenu par corrélation entre l'image de droite et l'image de gauche. Le point 3D correspondant à chaque paire de pixels est calculé en utilisant des paramètres intrinsèques et extrinsèques des deux caméras (étalonnage). En balayant la totalité de l'image, on peut reconstruire sous la forme d'un nuage de points

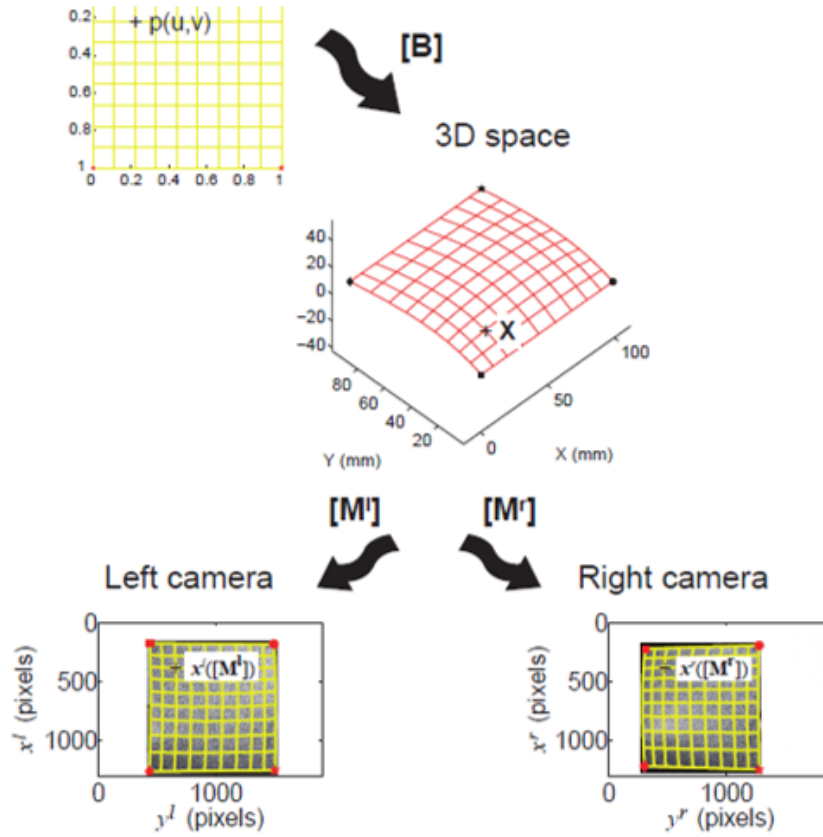


FIGURE 2.23: Détermination des matrices de projection par une approche globale de stéréo-corrélation d'image [Beaubier *et al.*, 2014]

3D pour mesurer la surface de la forme observée (figure 2.23). [Dufour, 2015] a réalisé une reconstruction 3D en décrivant les surfaces observées par des surfaces paramétrées (NURBS). NURBS (non-uniform rational B-splines) représente des surfaces complexes, en utilisant un faible nombre de degrés de liberté comparé aux maillages plus couramment utilisés (éléments finis linéaires).

- **Détermination d'un champ de déplacement 3D :** Pour la configuration de référence, on a des paires de pixels appariés : $\mathbf{x}_0^l(x_0^l, y_0^l)$ pour la caméra de gauche et $\mathbf{x}_0^r(x_0^r, y_0^r)$ pour la caméra de droite grâce aux étapes précédentes. Pour chaque caméra, un champ de déplacement 2D quantifié de manière sub-pixelle est calculé par corrélation d'images : \mathbf{u}_n^l pour la caméra gauche et \mathbf{u}_n^r pour la caméra droite. Donc, on peut obtenir pour chaque configuration déformée (n) des paires de pixels appariés : $(\mathbf{x}_0^l + \mathbf{u}_n^l)$ pour la caméra gauche et $(\mathbf{x}_0^r + \mathbf{u}_n^r)$ pour la caméra droite. À partir de ces données, on peut donc calculer les coordonnées des points en 3D pour chaque configuration, et ainsi les vecteurs déplacements 3D correspondants (figure 2.24).

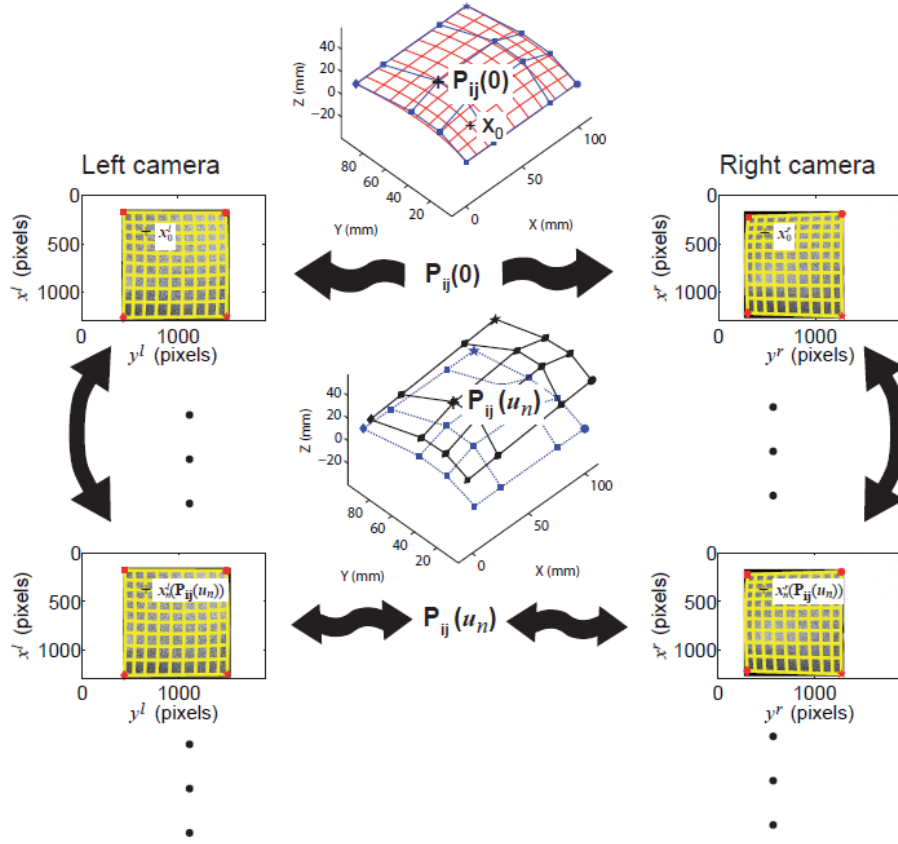


FIGURE 2.24: Approche isogéométrique pour la mesure des champs de déplacements 3D pour série de configurations déformées par rapport à une configuration de référence [Dufour, 2015]

À la fin, l'approche globale de la stéréo-corrélation [Dufour, 2015], utilisée dans ce travail, consiste à minimiser la fonction η (équation 2.8) par rapport à chaque mouvement $d\mathbf{P}_k(t)$ des points de contrôle \mathbf{P}_k paramétrant la surface (NURBS) avec f^i l'image de référence pour l'appareil C^i , et g^i l'image déformée du même appareil (figure 2.24).

$$\eta^2(d\mathbf{P}_k(t)) = \sum_{s=1}^{ns} \sum_{i=1}^{nc} \|g^i(\mathbf{X}^i(\mathbf{P}_k + d\mathbf{P}_k(t), \xi^s)) - f^i(\mathbf{X}^i(\mathbf{P}_k, \xi^s))\|^2 \quad (2.8)$$

Dans un cadre isogéométrique, la solution du problème de minimisation est donc le mouvement $\delta\mathbf{P}_{ij}$ des points de contrôles \mathbf{P}_{ij} paramétrant la surface (NURBS). La surface paramétrée est composée du même espace paramétrique que le modèle original et la déformation de la surface observée représente le champ de déplacement (de la forme 3D) entre les configurations de référence et déformée.

Durant l'essai, pour mesurer les champs cinématiques de l'éprouvette par stéréo-corrélation d'images, 9 caméras sont positionnées au-dessus et en-dessous de l'éprou-

vette, observant ainsi toutes les faces de l'assemblage poutre-poteau (figure 2.25).

- caméras (1 et 2) - objectifs de 35 mm : face supérieure de l'assemblage poutre-poteau et faces latérales de la poutre (figure 2.26-a, b).
- caméras (3 et 4) - objectifs de 50 mm : premier coin de l'assemblage poutre-poteau (figure 2.26-c, d).
- caméras (5 et 6) - objectifs de 50 mm : deuxième coin de l'assemblage poutre-poteau (figure 2.26-e, f).
- caméra (7) - objectif de 35 mm : faces inférieure et arrière de l'assemblage poutre-poteau (figure 2.26-g).
- caméras (8 et 9) - objectifs de 35 mm : faces supérieure et arrière de l'assemblage poutre-poteau et faces latérales de la poutre (figure 2.26-i, j).

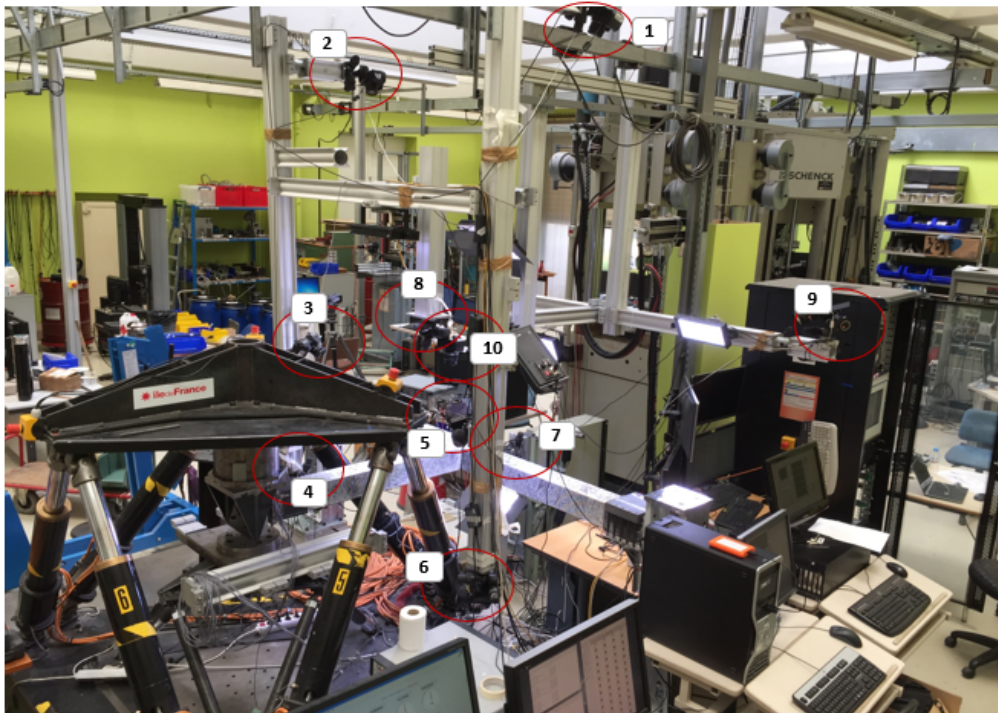
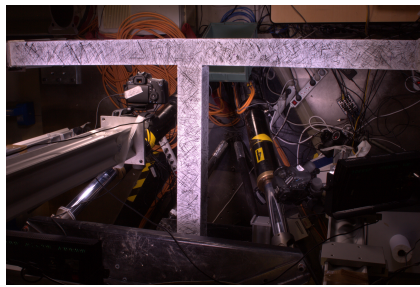
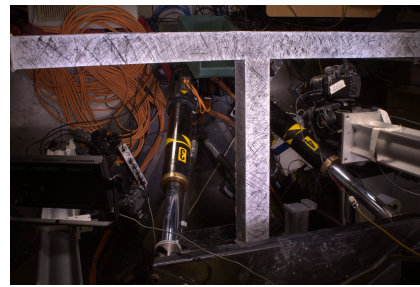


FIGURE 2.25: Disposition des appareils photographiques reflex (entourés en rouge) pour l'essai sur l'assemblage poutre poteau

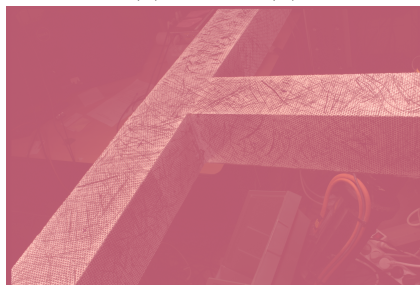
Un éclairage permanent est maintenu grâce à sept panneaux de LEDs installés autour du spécimen, afin d'obtenir un spectre en niveau de gris le plus large et le plus équilibré possible. Toutes les caméras ont été connectées à deux ordinateurs pour sauvegarder les images obtenues. Une fréquence d'échantillonnage de 0,1 Hz est également considérée pour ces caméras.



(a) caméra(1)



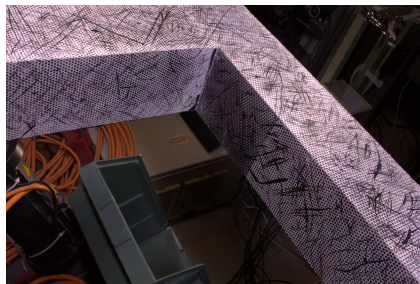
(b) caméra(2)



(c) caméra(3)



(d) caméra(4)



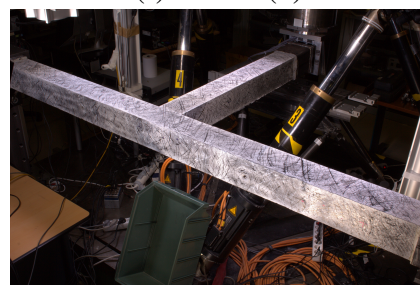
(e) caméra(5)



(f) caméra(6)



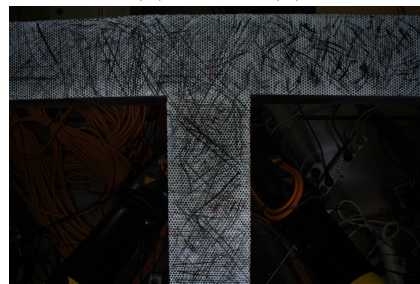
(g) caméra(7)



(h) caméra(8)



(i) caméra(9)



(j) caméra(10)

FIGURE 2.26: Images capturées par chaque caméra

TI pour l'étude du comportement expérimental et numérique d'un assemblage poutre-poteau

3.4 Programme de chargement :

Différents trajets de chargement sont considérés sur cette campagne expérimentale afin d'analyser la réponse de l'assemblage poutre-poteau vis-à-vis de niveaux de sollicitations modérées et élevées, de directions uniaxiales ou biaxiales, de sollicitations cycliques.

Chargement uniaxial : Ce premier trajet de chargement doit permettre de tester le bon fonctionnement de l'essai (système de chargement, chaîne d'acquisition, ...) et d'étudier la réponse du nœud d'ossature dans une configuration "simple".

Un chargement cyclique, suivant la direction Y (repère défini sur la figure 2.27), est appliqué au spécimen. Ce chargement est piloté en déplacement. Onze paliers d'amplitude différentes sont considérés : $\pm 0,25$ mm, $\pm 0,5$ mm, ± 1 mm, $\pm 1,5$ mm, ± 2 mm, $\pm 2,5$ mm, ± 3 mm, $\pm 3,5$ mm, ± 4 mm, $\pm 4,5$ mm et ± 5 mm. Le déplacement limite élastique de l'assemblage poutre-poteau obtenu lors de la pré-étude numérique est approximativement égal à 1 mm (section 2). Ainsi, ce premier chargement doit activer le comportement non linéaire du nœud d'ossature. Deux cycles de charge sont effectués pour chacun de ces paliers. Deux vitesses sont utilisées : 0,005 mm/s pour les huit premiers cycles (i.e. jusqu'au palier de 1 mm) et 0,025 mm/s jusqu'à la fin de ce premier chargement (figure 2.27).

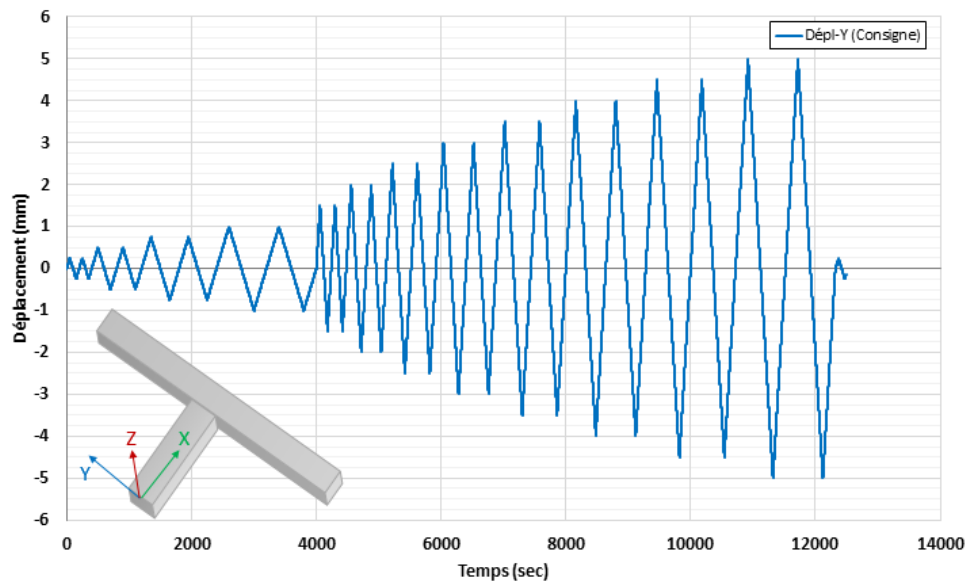


FIGURE 2.27: Historique du chargement cyclique (premier palier)

Chargement biaxial : Un deuxième trajet de chargement est appliqué sur le nœud d'ossature. Celui-ci est bi-axial et non proportionnel. Des chargements cycliques sont appliqués alternativement suivant les directions Y et Z (repère défini sur les figures 2.28 et

2.30). Dix paliers d'amplitude différentes sont considérés : ± 2 mm, ± 4 mm, ± 6 mm, ± 8 mm, ± 10 mm, ± 12 mm, ± 14 mm, ± 16 mm, ± 18 mm et ± 20 mm. Un seul cycle de charge est effectué pour chacune de ces valeurs de déplacement. La vitesse pour ce chargement est de 0,1 mm/s (figures 2.28, 2.29).

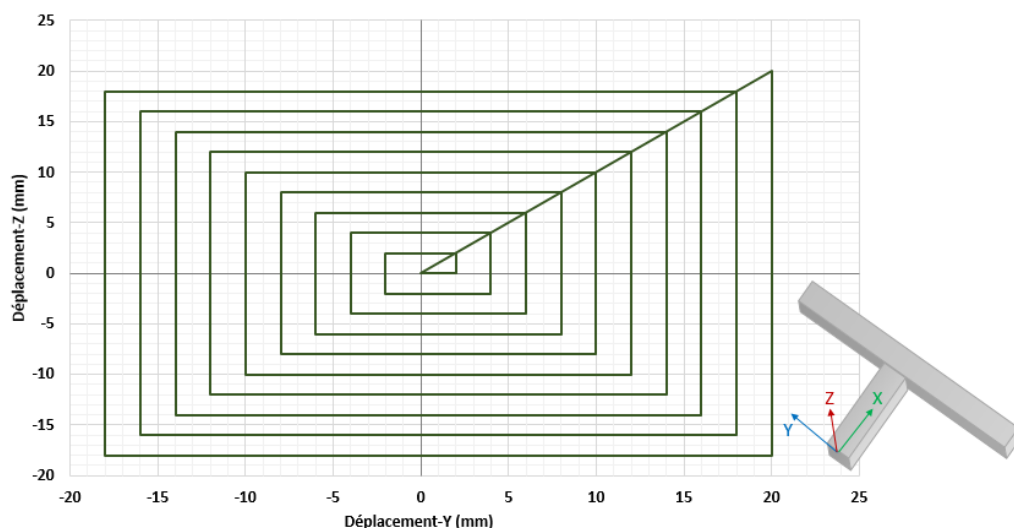


FIGURE 2.28: Historique du chargement cyclique(deuxième palier)

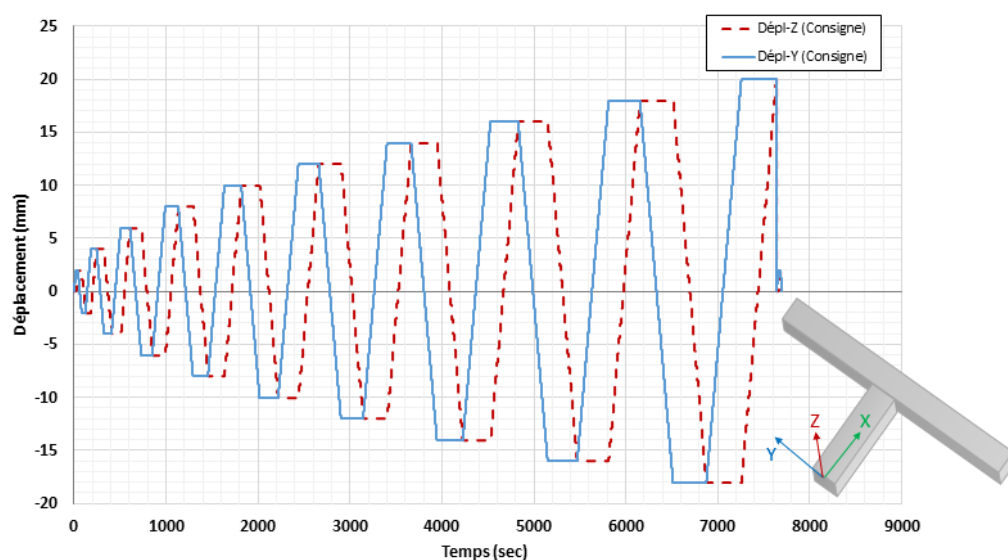


FIGURE 2.29: Historique du chargement cyclique(deuxième palier)

Le troisième trajet de chargement est identique au précédent, seul l'amplitude des paliers diffère. Cinq paliers d'amplitude différentes sont considérés : ± 10 mm, ± 20 mm, ± 30 mm, ± 40 mm et ± 50 mm. Un seul cycle de charge est effectué pour chacune de ces

valeurs de déplacement. La vitesse pour ce chargement est de 0,025 mm/s (figures 2.30 et 2.31).

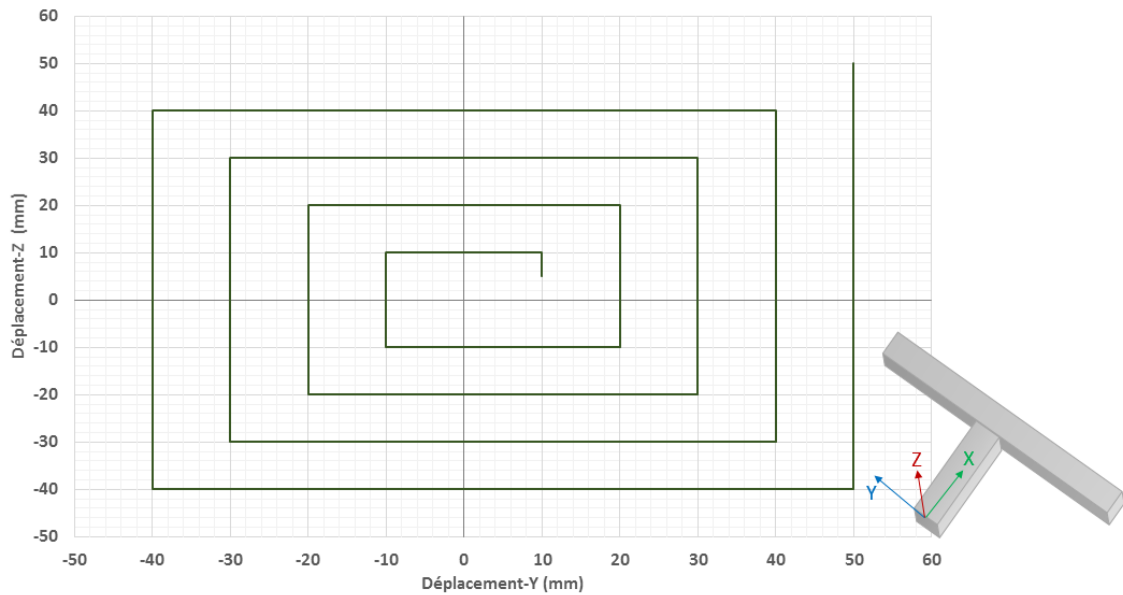


FIGURE 2.30: Historique du chargement cyclique(troisième palier)

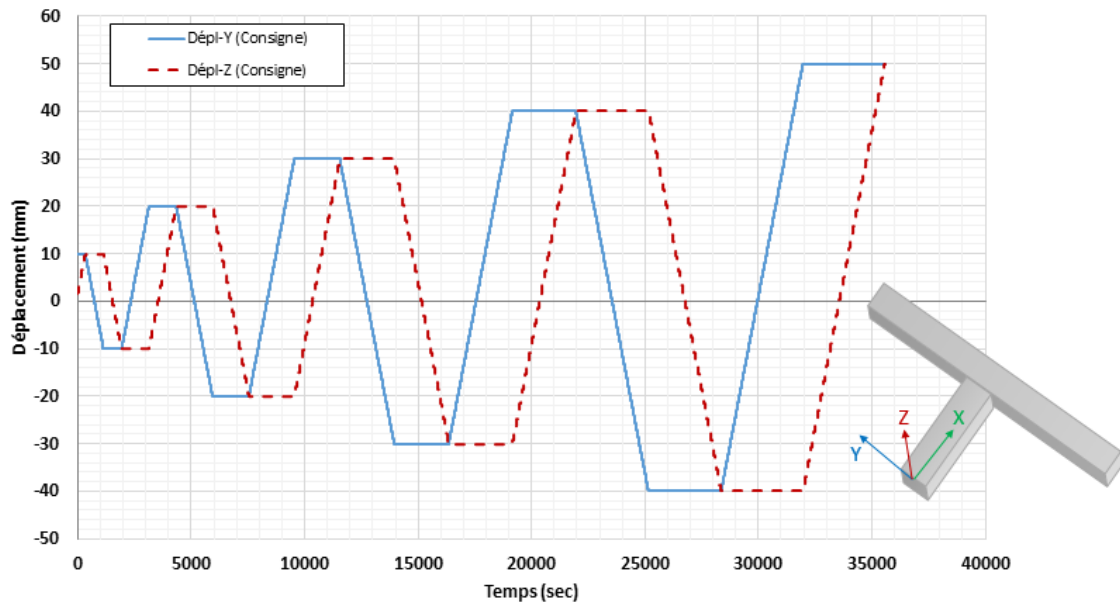


FIGURE 2.31: Historique du chargement cyclique(troisième palier)

4 Présentation des résultats d'essai

4.1 Comportement global de l'assemblage poutre poteau

Dans cette section, le comportement global de l'assemblage poutre-poteau est analysé. Les efforts sont issus des mesures obtenues par la cellule d'effort au niveau de l'extrémité de la poutre. Les déplacements présentés sur les premiers résultats sont ceux définis dans la consigne. On verra par la suite que le déplacement réel diffère de celui défini dans la consigne.

Premier chargement : La courbe effort mesuré - déplacement consigne suivant la direction Y, obtenue pour le premier chargement, est présentée dans la figure 2.32.

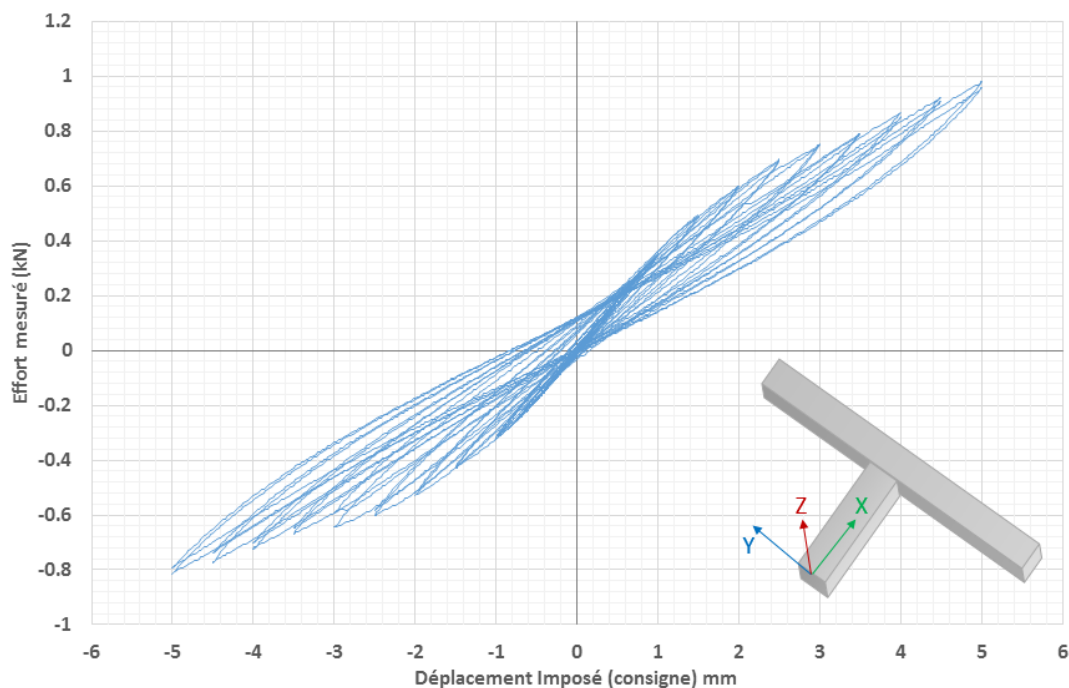


FIGURE 2.32: Chargement (1) : comportement global (effort-déplacement) dans la direction Y

On observe un comportement élastique pour les premiers paliers de chargement avec des phénomènes hystériques quasi-nulles. Les premières nonlinéarités sont observées pour des niveaux d'effort de l'ordre de 0.3-0.4 kN et un déplacement consigne de 1 mm. Elles s'illustrent sur le comportement global par une diminution de la rigidité sécante ainsi que l'apparition de boucles d'hystérèse. La largeur de ces boucles augmentent progressivement avec le niveau de non linéarité. Ceci peut s'expliquer qualitativement par l'augmentation du nombre de fissures dans le spécimen pouvant "frotter" pour dissiper de l'énergie. On observe également le phénomène classique dit de "pincement" (i.e. resserrement de la courbe au voisinage de l'origine) associé au comportement unilatéral du

béton. En revanche, aucun effet particulier n'est à noter entre les deux cycles réalisés pour chaque palier avec une quasi-juxtaposition de la réponse à chaque palier de chargement.

On peut constater sur la réponse globale une dissymétrie en effort bien que la géométrie, le plan d'armature et le chargement soient symétriques (tableau 2.5).

Efforts mesurés	F_x	F_y	F_z
Efforts positifs (kN)	0,140	0,980	0,145
Efforts négatifs (kN)	-0,271	-0,814	0,0

TABLE 2.5: Chargement (1) : efforts maximaux mesurés

Cet effet peut trouver son origine dans différentes sources :

- Centre de la cellule d'efforts ou du dispositif de chargement (figure 2.8) ne passe pas forcément par l'origine de l'hexapode.
- Jeu interne de la rotule, qui peut-être a un effet lorsque le sens de chargement change.

La dégradation progressive du nœud d'ossature est illustrée par la diminution de la rigidité sécante évaluée à chaque palier (i.e. point extrême des boucles). Cette évolution reste qualitative car elle est estimée avec le déplacement consigne et non le déplacement réellement vu par le nœud d'ossature.

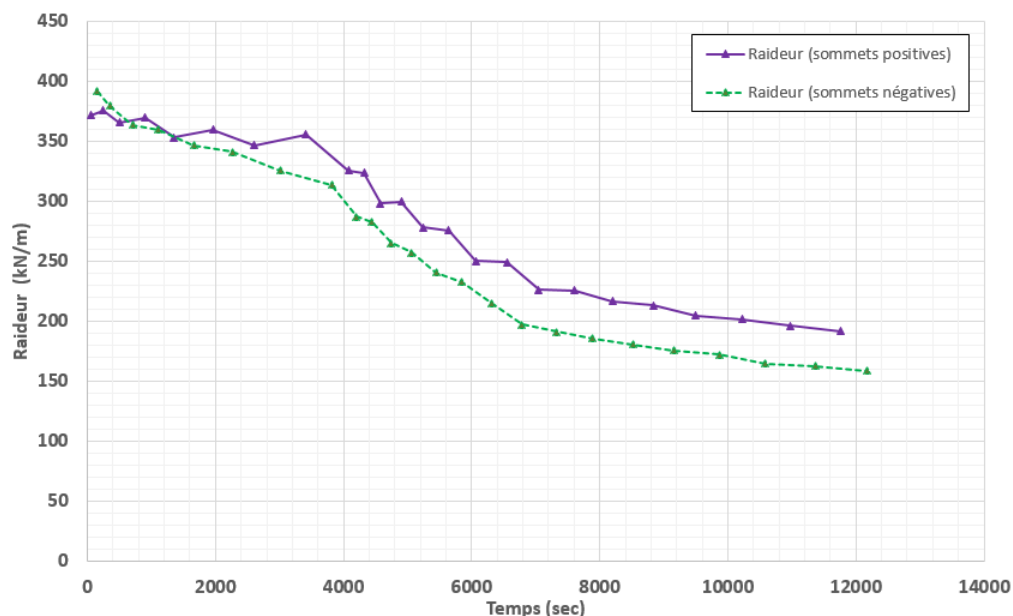


FIGURE 2.33: Chargement(1) : raideur globale dans la direction Y calculé aux sommets positive et négatives de chaque cycle du chargement

On observe également de manière qualitative que le nœud d'ossature ne se dégrade qu'à partir d'un niveau de déplacement supérieur à 1 mm environ.

Deuxième et troisième chargements : Les courbes effort mesuré - déplacement consigne suivant les directions Y et Z, obtenues pour le deuxième et le troisième chargement, sont présentées dans les figures (2.34, 2.35).

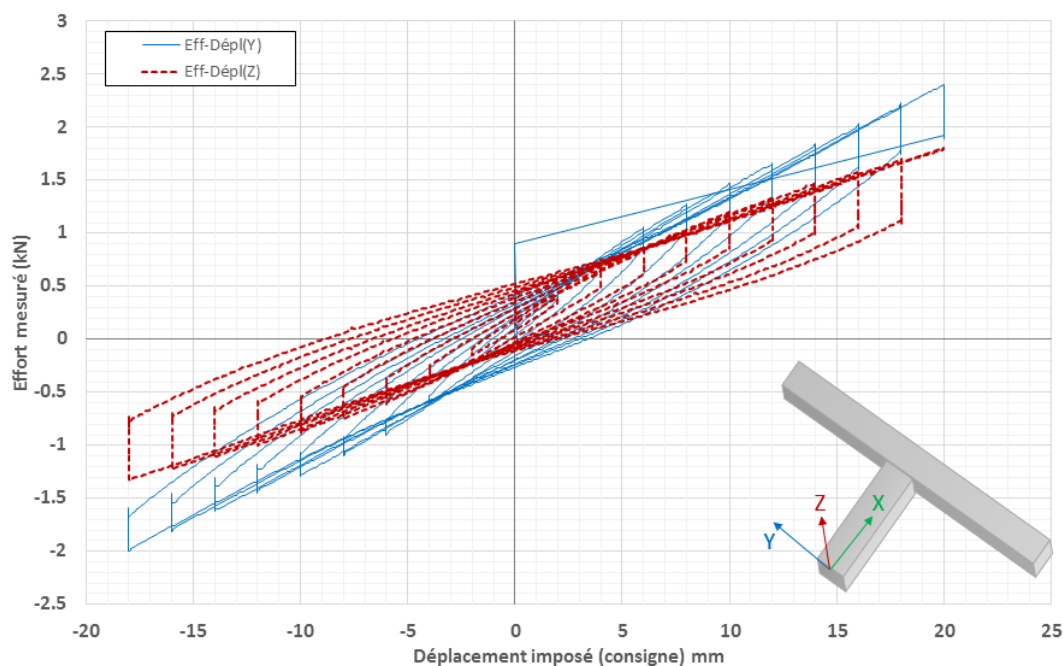


FIGURE 2.34: Chargement(2) : comportement global (effort-déplacement)

Ces courbes montrent que la dégradation par endommagement du béton seul continue à s'effectuer avec l'augmentation des paliers de chargement. En effet, le régime de plastification des aciers n'est pas encore atteint (i.e. l'évolution non linéaire pour les forces maximales à chaque palier reste similaire sans rupture de pente caractéristique de l'atteinte d'un palier plastique pour les armatures). Les efforts maximums observés durant les chargements 2 et 3 sont donnés dans le tableau 2.6.

On peut en revanche constater que l'information sur le déplacement (déplacement consigne) est inexploitable. Ceci justifie d'autant plus l'utilisation de la mesure par stéréocorrélation d'images pour quantifier plus précisément le déplacement observé par le nœud d'ossature.

Les différences entre le déplacement réel et celui donné en consigne peuvent être là encore dues aux points évoqués précédemment (mauvais alignement, jeu dans la rotule, ...). De plus, il a pu être constaté lors de l'essai que les liaisons encastrement n'étaient

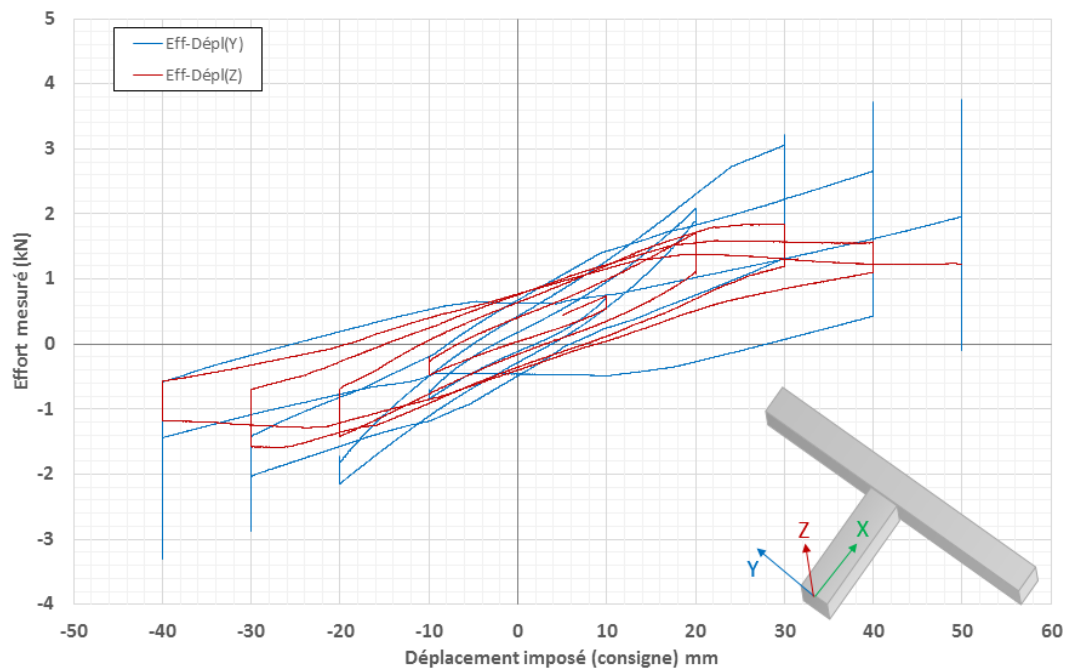


FIGURE 2.35: Chargement(3) : comportement global (effort-déplacement)

	Chargement (2)			Chargement (3)		
	F_x	F_y	F_z	F_x	F_y	F_z
Max. (kN)	0,940	2,406	1,807	1,332	3,755	1,845
Min. (kN)	-0,504	-1,994	-1,330	-3,024	-3,296	-1,592

TABLE 2.6: Chargements (2 et 3) : efforts maximaux mesurés

pas parfaites. En effet, des rotations des deux extrémités encastrees du poteau ont été observées.

4.2 Analyse par stéréo-corrélation d'image

La stéréo-corrélation d'image isogéométrique [Dufour, 2015] permet de déterminer des champs de déplacement 3D surfaciques globaux de l'assemblage poutre-poteau au cours du temps. L'utilisation de plusieurs appareils photographiques induit une analyse de la scène par stéréo-vision. Cette technique consiste à mettre en correspondance des images en utilisant un modèle de projection dans le but de mesurer la forme de l'éprouvette. Le modèle de projection lui-même doit d'abord être identifié et ses paramètres évalués grâce à une étape d'étalonnage (paragraphe 3.3.2). Ainsi, la première étape est d'étalonner le système de stéréo-corrélation où les coordonnées homogènes de chaque point 3D de la surface sont reliées aux coordonnées dans le plan du capteur de chaque caméra observant cette surface par l'intermédiaire d'une matrice de projection (figures 2.22 et 2.23).

Pour cela, la géométrie de l'éprouvette (le corps de l'éprouvette est considéré jusqu'au casque à chacune de ses extrémités, figure 2.36) est composée de 15 surfaces NURBS d'ordre 4 (i.e. composé d'une grille de 4×4 points de contrôle et $4 \times 4 \times 3 = 48$ degrés de liberté) figure 2.37. En retranchant les points communs entre surfaces (88 points en commun), la géométrie complète est donc composée de 152 points de contrôle et $152 \times 3 = 452$ degrés de liberté. Pour chaque surface, on a déterminé les cameras qui l'observent. Il est nécessaire d'utiliser des matrices de projections approchées pour initialiser le calcul. Pour cela, on a choisi au moins dix points sur chaque surface dont les coordonnées en 3D et en 2D sont reconnaissables (extrémités du poteau et de la poutre, croix de peinture noire (figure 2.21)) et on a construit un système à inverser dont la solution est une initialisation de l'étalonnage.

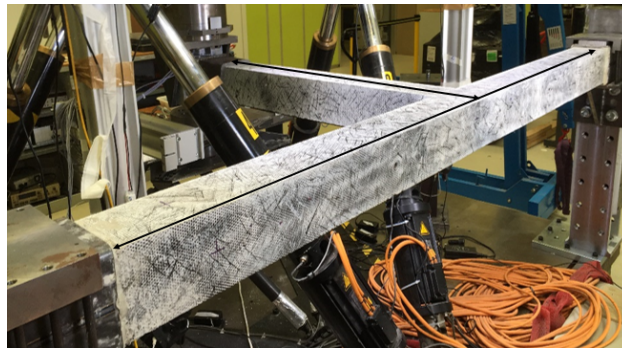


FIGURE 2.36: Partie considérée de l'éprouvette pour la stéréo-corrélation d'image

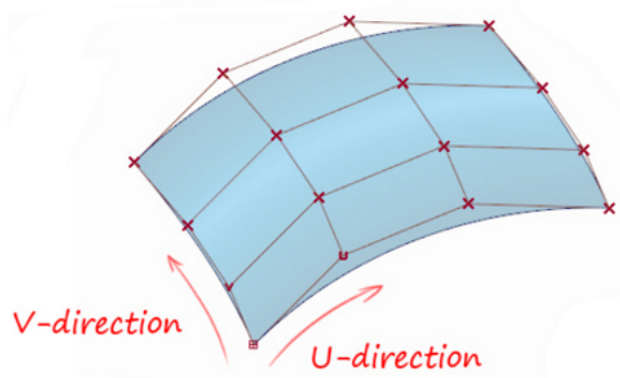


FIGURE 2.37: Surface NURBS théorique : points rouge représentent les points de contrôle et la surface bleu est la forme 3D

Une fois l'étalonnage du système de stéréo-corrélation effectué (i.e. les matrices de projection définies pour chaque caméra), les champs de déplacement 3D de chaque surface sont mesurés au cours de l'essai en utilisant la stéréo-corrélation d'image (implémentation Matlab).

Le nombre d'images capturées pendant l'essai par chaque caméra est de 5606, et le nombre total d'images capturées est de 56060. Le traitement de toutes les images par la stéréo-corrélation demandant un outil numérique de grande puissance ainsi qu'un temps de calcul important, seulement quelques images de chaque chargement imposé sont retenues pour réduire le temps du calcul (tableau 2.7).

Essais	Nbr. d'images (total)	Nbr. d'images analysées	Temps de calcul (heure)
Chargement(1)	1237	321	131
Chargement(2)	769	163	255
Chargement(3)	3556	89	328

TABLE 2.7: Nombre d'images analysées par stéréo-corrélation d'image

Neuf appareils photo de type (Canon EOS 40D, Canon EOS 60D et Canon EOS 70D) munis d'objectifs 24 mm et 35 mm dont la configuration a été discutée dans le paragraphe 3.3.2 et représentée sur la figure 2.25 sont utilisés pour l'analyse par la stéréo-corrélation. La taille des images capturées par les caméras (1, 2, 4, 5, 6, 7 et 8) est de 3456×5184 pixels, et de 3648×5472 pixels pour les images capturées par les caméras (3 et 9).

Les figures 2.38 et 2.39 montrent les champs de déplacement (U_x , U_y , U_z) et le champ de résidus mesurés par stéréo-corrélation sur les faces de l'éprouvette pour le premier chargement (image N° 300).

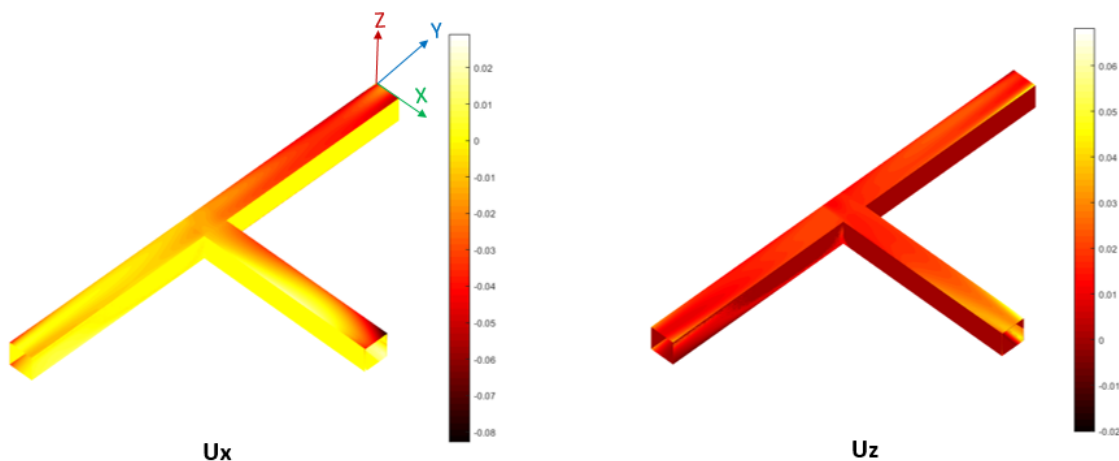


FIGURE 2.38: Chargement (1) - image 300 : champs de déplacement (U_x , U_z) mesurés par stéréo-corrélation sur les faces de l'éprouvette (cm)

On peut remarquer que pour la poutre (figure 2.39 a) le champ de déplacement U_y mesuré a différentes valeurs pour chaque face (supérieure, inférieure, gauche et droite) et

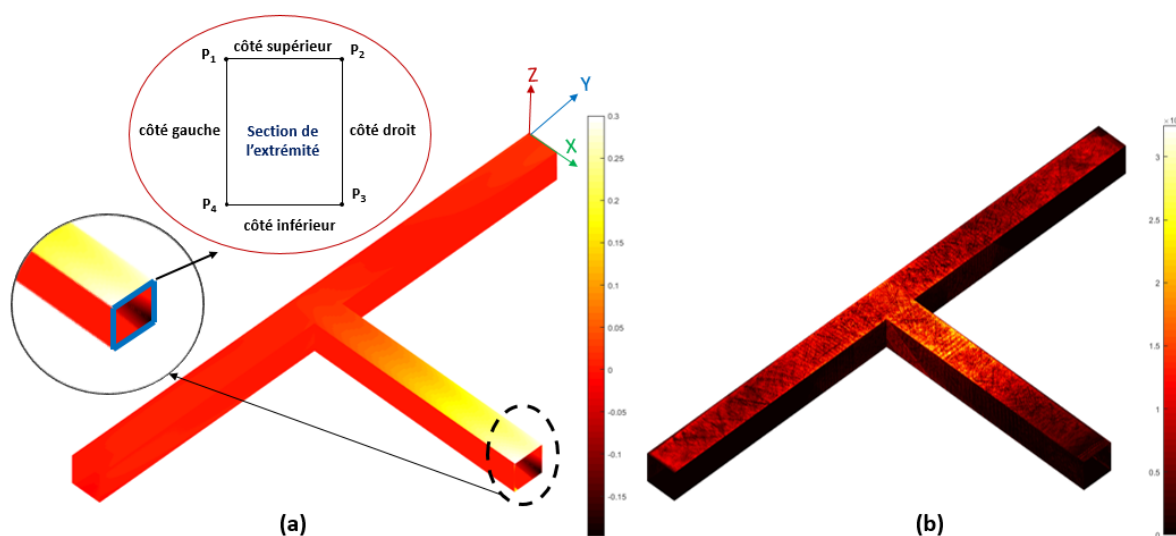


FIGURE 2.39: Chargement (1) - image 300 : (a) champ de déplacement U_y mesuré par stéréocorrélation sur les faces de l'éprouvette (cm), (b) champ de résidus mesuré par stéréocorrélation

que le champ de déplacement U_y mesuré sur la face supérieure est mieux représenté que les autres. Cela traduit soit un manque d'informations concernant la face inférieure de l'éprouvette (trois caméras utilisées pour observer cette face), soit un problème concernant l'étalonnage, soit un problème de convergence du code sous logiciel Matlab. De plus, le champ de résidus mesuré par stéréocorrélation est un peu élevé (figure 2.39 b). En effet, l'essai a duré longtemps (environ 12 heures) et la lumière a varié beaucoup pendant l'essai. Comme il n'y a pas de correction de luminosité dans le code utilisé, le champ de résidus augmente beaucoup de manière artificielle.

Pour les raisons évoquées ci-dessus, on va utiliser dans la suite de ce chapitre les champs de déplacement mesurés sur la face supérieure de l'éprouvette. De plus, afin de comparer les champs déplacement consigne avec les champs déplacement mesuré par stéréocorrélation au niveau des conditions aux limites (deux extrémités du poteau, extrémité de la poutre), on va extraire les champs de déplacement mesurés par stéréocorrélation sur le côté supérieur (ligne) de chaque extrémité comme montré dans la figure 2.40. Ensuite, on va calculer les valeurs moyennes de ces champs.

La figure 2.40 illustre les notations et les directions utilisées pour les analyses par stéréocorrélation de l'assemblage poutre-poteau, où :

- Pout-Ext : section de l'extrémité de la poutre.
- Pot-Ext1 : section de la première extrémité du poteau.
- Pot-Ext2 : section de la deuxième extrémité du poteau.
- Pout-CL : côté supérieur de la section de l'extrémité de la poutre.

- Pot-CL1 : côté supérieur de la section de la première extrémité du poteau.
- Pot-CL2 : côté supérieur de la section de la deuxième extrémité du poteau.

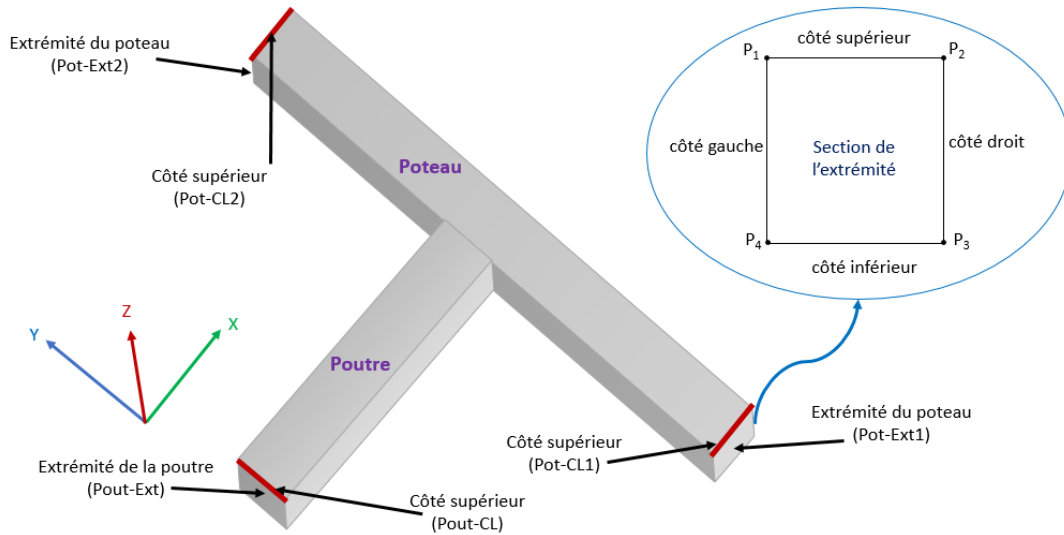


FIGURE 2.40: Extrémités de l'assemblage poutre-poteau : notations et direction du champ de déplacement

Il y a plusieurs facteurs d'incertitudes de mesure des champs de déplacement déterminés par stéréo-corrélation (e.g. caractéristiques des caméras, erreurs liées à l'étalonnage, qualité du mouchetis, environnement de l'essai) qui nécessite une étude de l'influence de chacun afin de quantifier l'incertitude globale de mesure par stéréo-corrélation.

Dans ce travail, on a calculé de manière approximative l'incertitude de mesure par stéréo-corrélation pour les champs de déplacements déterminés sur les côtés supérieurs pour les trois extrémités de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) tableau 2.8. Pour calculer cette incertitude, on a fait une analyse par stéréo-corrélation pour des séries d'images sans sollicitation. Ensuite, on a extrait les champs de déplacement (U_x , U_y , U_z) sur le côté supérieur de chaque extrémité, puis on a calculé l'écart-type pour ces champs.

Extrémité	Champs de déplacements mesurés		
	U_x (mm)	U_y (mm)	U_z (mm)
Poteau (Pot-CL1)	0,05	0,03	0,04
Poteau (Pot-CL2)	0,04	0,02	0,04
Poutre (Pout-CL)	0,03	0,04	0,03

TABLE 2.8: Incertitude de mesure par stéréo-corrélation pour les champs de déplacements déterminés sur les côtés supérieurs pour les trois extrémités (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2)

Premier chargement : Le tableau 2.9 et les figures (2.41 et 2.42) comparent les champs de déplacement imposés (consignes) et les champs de déplacement moyen (U_x , U_y , U_z) mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage poutre-poteau (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2).

Section	Déplacement consigne			Déplacement moyen mesuré		
	Pout-Ext	Pot-Ext1	Pout-Ext2	Pout-CL	Pot-CL1	Pot-CL2
U_x^+	0,0	0,0	0,0	0,05	0,28	0,09
U_x^-	0,0	0,0	0,0	-0,67	-0,41	-0,43
U_y^+	5,0	0,0	0,0	3,23	0,20	0,18
U_y^-	-5,0	0,0	0,0	-3,55	-0,25	-0,15
U_z^+	0,0	0,0	0,0	0,80	0,48	0,68
U_z^-	0,0	0,0	0,0	-0,37	-0,20	-0,15

TABLE 2.9: Chargement (1) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) - (unité : mm)

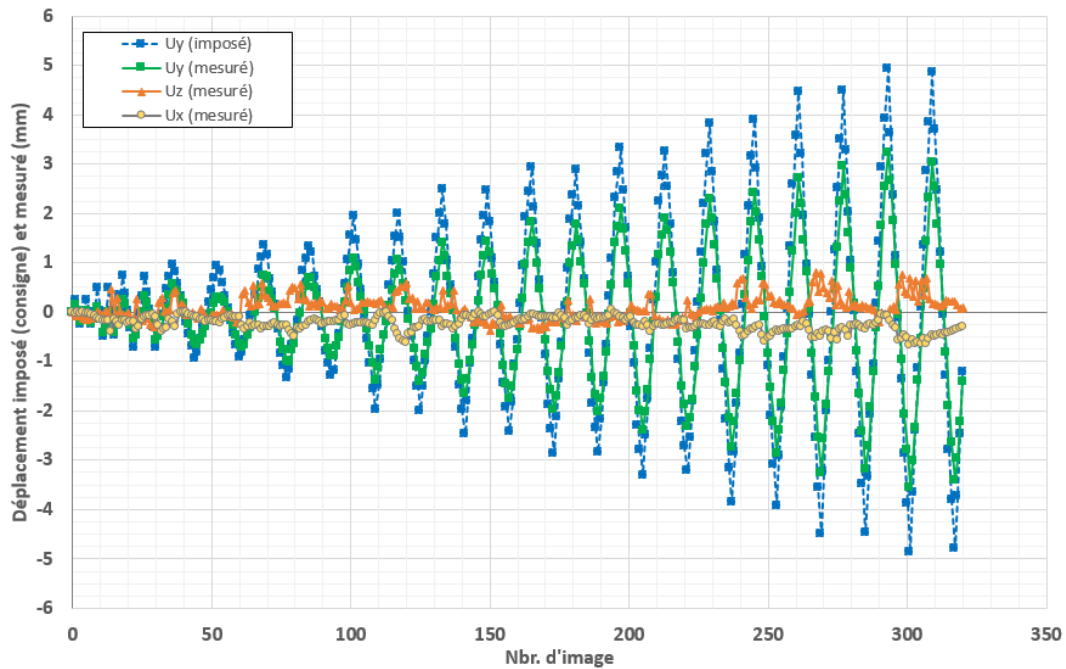


FIGURE 2.41: Chargement (1) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL)

Différents points sont à souligner en observant ces résultats obtenus pour le déplacement avec la stéréo-corrélation ainsi que pour le comportement global.

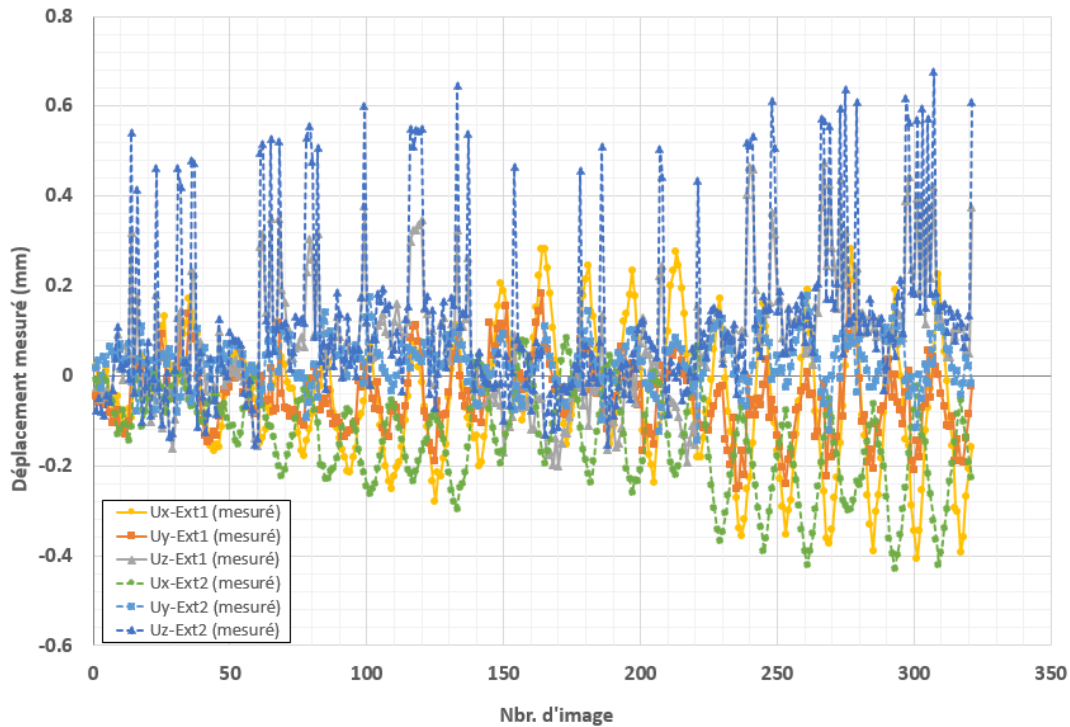


FIGURE 2.42: Chargement (1) : champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de deux extrémités du poteau (Pot-CL1 et Pot-CL2)

- On constate l'existence de mouvements au niveau des sections "encastrées" du nœud d'ossature confirmant ainsi l'hypothèse émise précédemment et les observations de torsion au niveau de ces sections (tableau 2.9, figure 2.42). Ainsi, il est nécessaire de prendre en compte ces mouvements dans l'analyse de la réponse du spécimen.
- On constate une dissymétrie pour le champ déplacement U_y (composante suivant la direction de chargement) mesuré par stéréo-corrélation à l'extrémité de la poutre. De plus, les valeurs extrêmes sont inférieures au déplacement consigne d'environ 36% dans le sens positif et 29% dans le sens négatif (tableau 2.9, figure 2.41).

La figure 2.43 présente la courbe effort mesuré - déplacement moyen mesuré par stéréo-corrélation suivant la direction Y à l'extrémité de la poutre (Pout-CL). En comparant avec la figure 2.32, on peut noter que :

- Les boucles d'hystérèse semblent se développer dès les premiers cycles en considérant le déplacement mesuré.
- La raideur globale évaluée est plus importante. Ce résultat est logique car les déplacements réellement subis par le nœud d'ossature pour une même force mesurée sont inférieurs aux déplacements consigne.

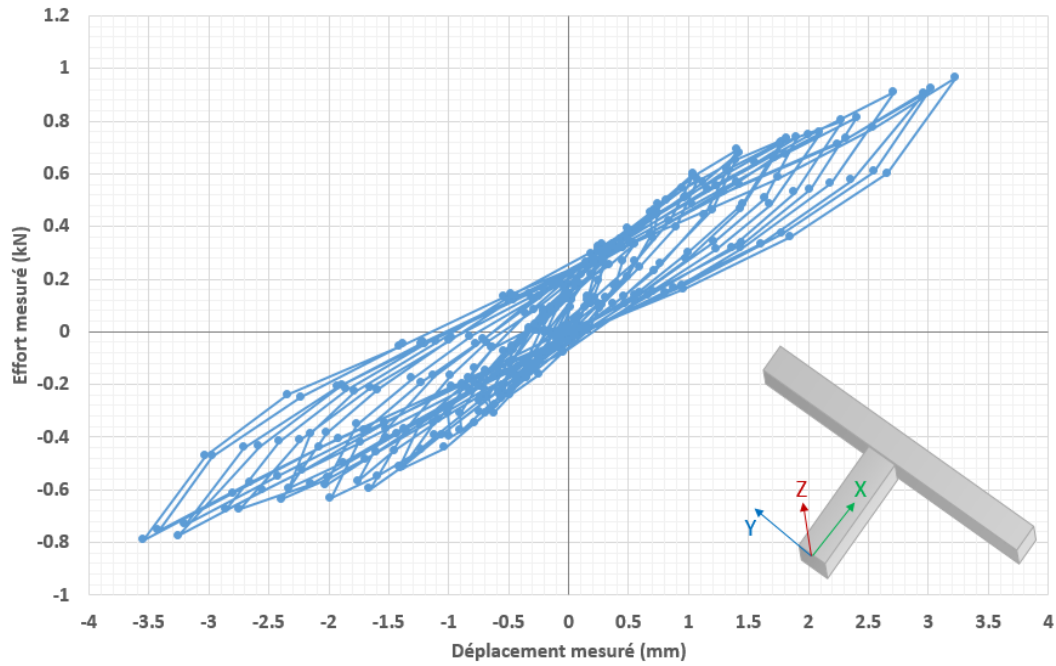


FIGURE 2.43: Chargement (1) : comportement global (effort mesuré - déplacement moyen mesuré par stéréo-corrélation Pout-CL) dans la direction Y

Deuxième chargement : Les figures (2.44 - 2.46) et le tableau 2.10 comparent les champs de déplacement imposés (consignes) et les champs de déplacement moyen (U_x , U_y , U_z) mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage poutre-poteau (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2).

Section	Déplacement consigne			Déplacement moyen mesuré		
	Pout-Ext	Pot-Ext1	Pout-Ext2	Pout-CL	Pot-CL1	Pot-CL2
U_x^+	0,0	0,0	0,0	2,99	2,09	0,97
U_x^-	0,0	0,0	0,0	-4,35	-0,75	-1,23
U_y^+	20,0	0,0	0,0	15,21	0,282	0,65
U_y^-	-18,0	0,0	0,0	-14,07	-0,62	-0,26
U_z^+	20,0	0,0	0,0	14,70	0,30	0,44
U_z^-	-18,0	0,0	0,0	-18,03	-0,35	-0,29

TABLE 2.10: Chargement (2) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) - (unité : mm)

Différents points sont à souligner en observant ces résultats obtenus pour le déplacement avec la stéréo-corrélation ainsi que pour le comportement global.

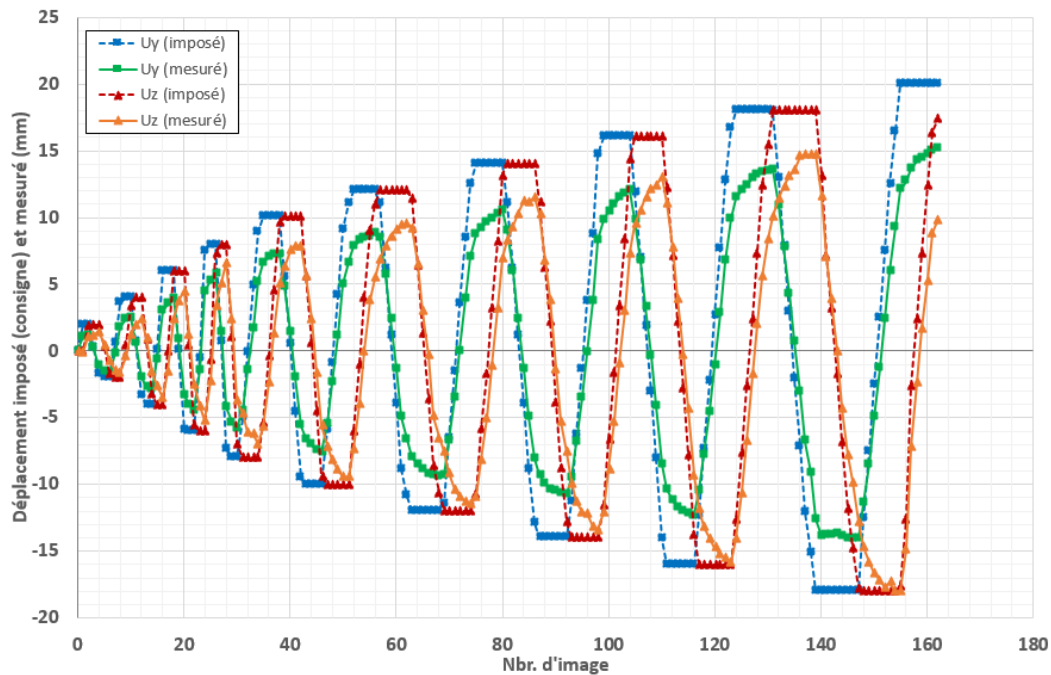


FIGURE 2.44: Chargement (2) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL)

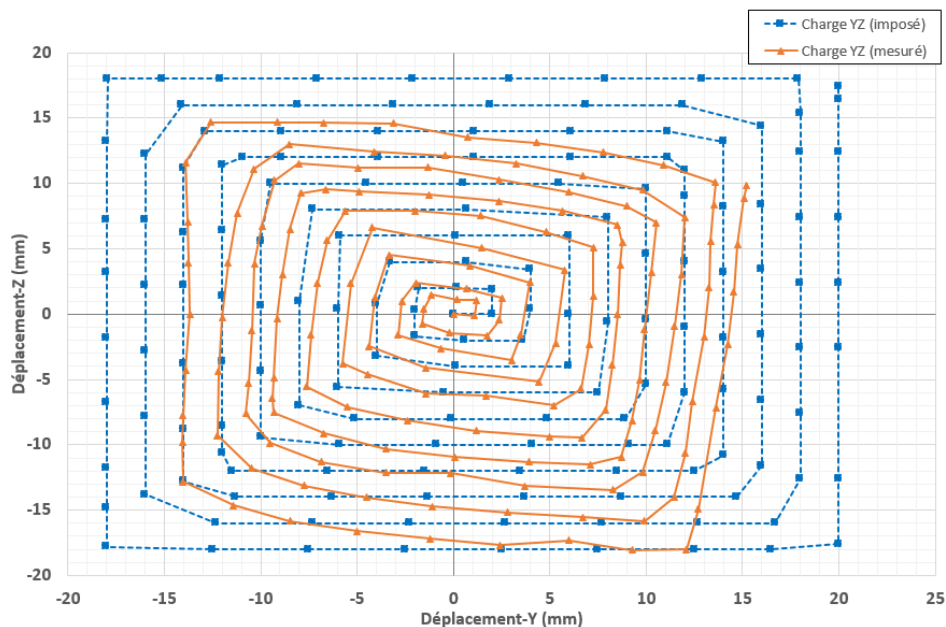


FIGURE 2.45: Chargement (2) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL)

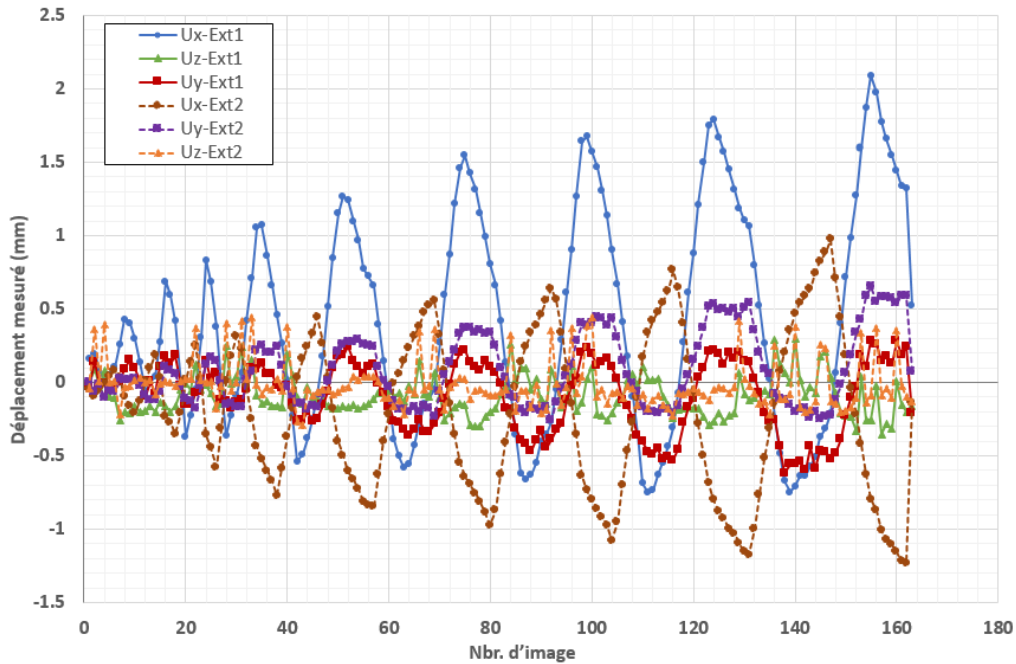


FIGURE 2.46: Chargement (2) : champs de déplacement moyen mesurés par stéréocorrélation sur le côté supérieur de deux extrémités du poteau (Pot-CL1 et Pot-CL2)

- Comme dans le cas du premier chargement, on constate l'existence de mouvements au niveau des sections "encastrées" du nœud d'ossature (tableau 2.10, figure 2.46).
- On constate une dissymétrie pour le champ déplacement U_y (composante suivant la direction de chargement) mesuré par stéréocorrélation à l'extrémité de la poutre. De plus, les valeurs extrêmes sont inférieures au déplacement consigne d'environ 24% dans le sens positif et 22% dans le sens négatif (tableau 2.10, figures 2.44 et 2.45). Cette dissymétrie est également observé pour le champ de déplacement U_z ainsi que l'amplitude inférieure des déplacements extrêmes (déplacement imposé d'environ 26.5% dans le sens positif).
- Une interaction semble exister entre les deux directions de chargement car on observe une évolution du déplacement suivant la direction maintenue pendant que l'on charge l'autre direction (i.e. il n'y a pas de plateau en déplacement) (figures 2.44 et 2.45).

La figure 2.47 présente la courbe effort mesuré - déplacement moyen mesuré par stéréocorrélation suivant la direction Y et Z à l'extrémité de la poutre (Pout-CL). En comparant avec la figure 2.34, on observe les mêmes tendances que dans le cas uniaxial avec une rigidité estimée plus importante dans le cas où l'on considère le déplacement mesuré et des boucles d'hystérèse qui semblent plus importantes.

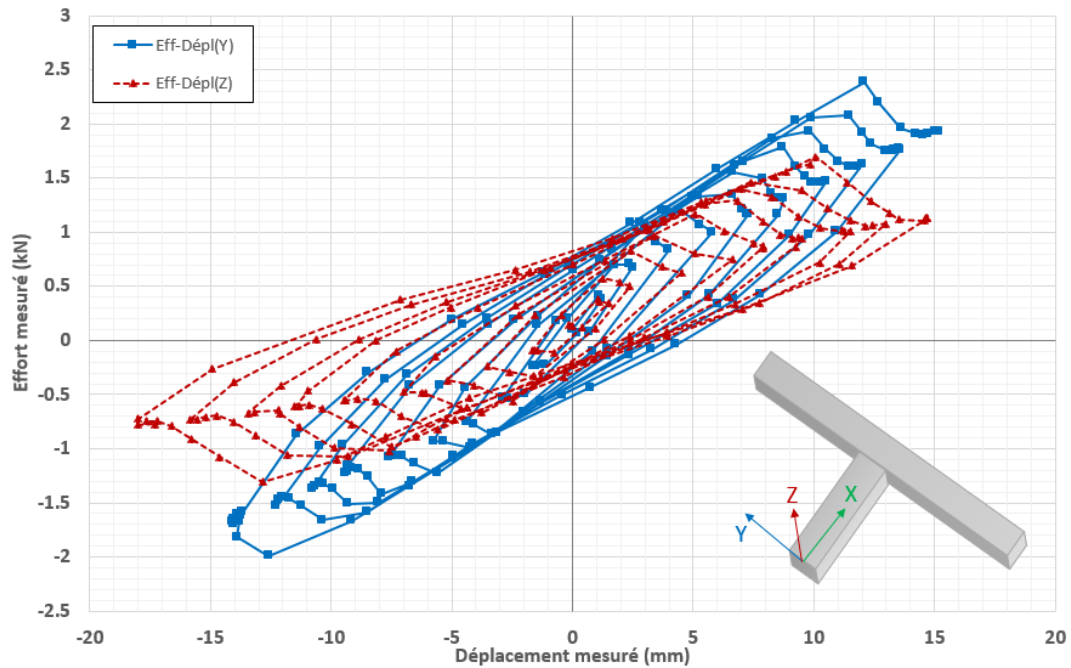


FIGURE 2.47: Chargement (2) : comportement global (effort mesuré - déplacement moyen mesuré par stéréo-corrélation Pout-CL) dans la direction Y et Z

Troisième chargement : La figure 2.48 présente le champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation de quelques points sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext). On peut noter que le déplacement mesuré du point P_2 est mieux représenté que celui des autres. Pour cela, on va utiliser les champs de déplacement mesuré du point P_2 pour comparer avec les champs de déplacement consigne.

Les figures (2.49-2.50) et tableau 2.11 montrent des comparaisons entre les champs de déplacement imposés (consignes) et les champs de déplacement (U_x , U_y , U_z) mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur (P_2) de chaque extrémité de l'assemblage poutre-poteau (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2).

Le champ de déplacement U_y mesuré pour le point P_2 montre des valeurs extrêmes inférieures au déplacement consigne d'environ 18% dans le sens positif et 38% dans le sens négatif (tableau 2.11, figures 2.49 et 2.50). Le champ de déplacement U_z mesuré est également inférieur aux valeurs du champ de déplacement consigne d'environ 48% dans le sens positif et 28% dans le sens négatif.

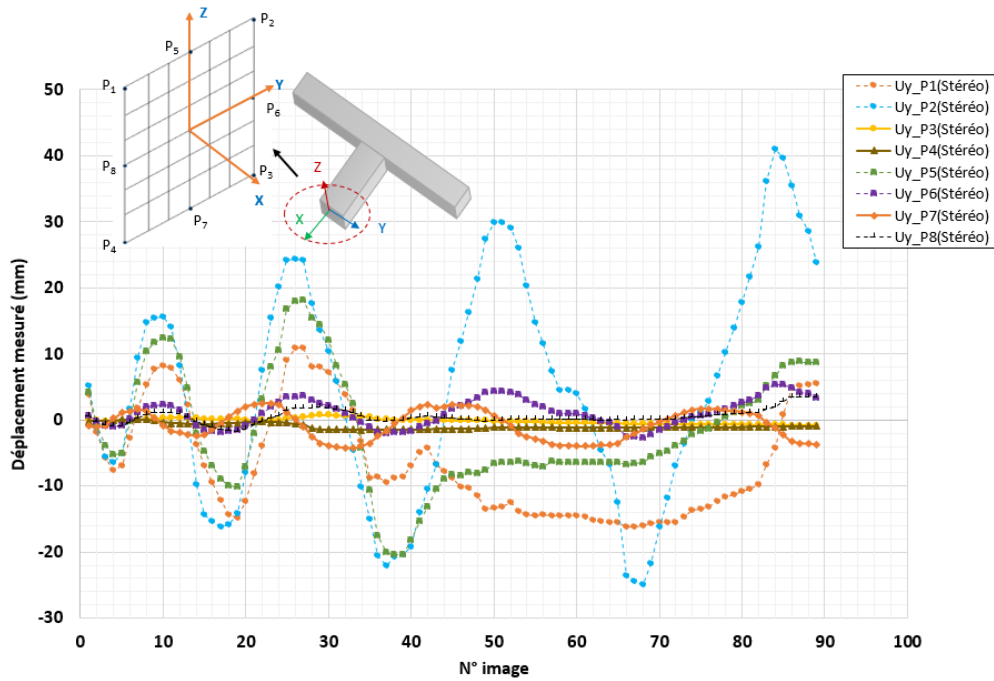


FIGURE 2.48: Chargement (3) : champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation de quelques points sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)

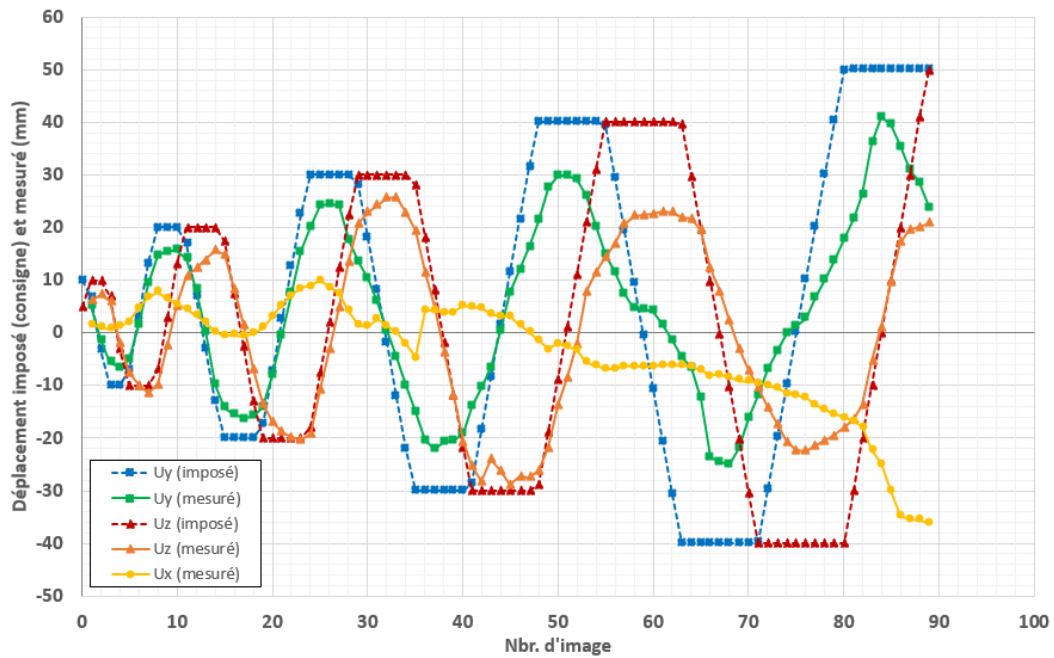


FIGURE 2.49: Chargement (3) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation du point (P_2) sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)

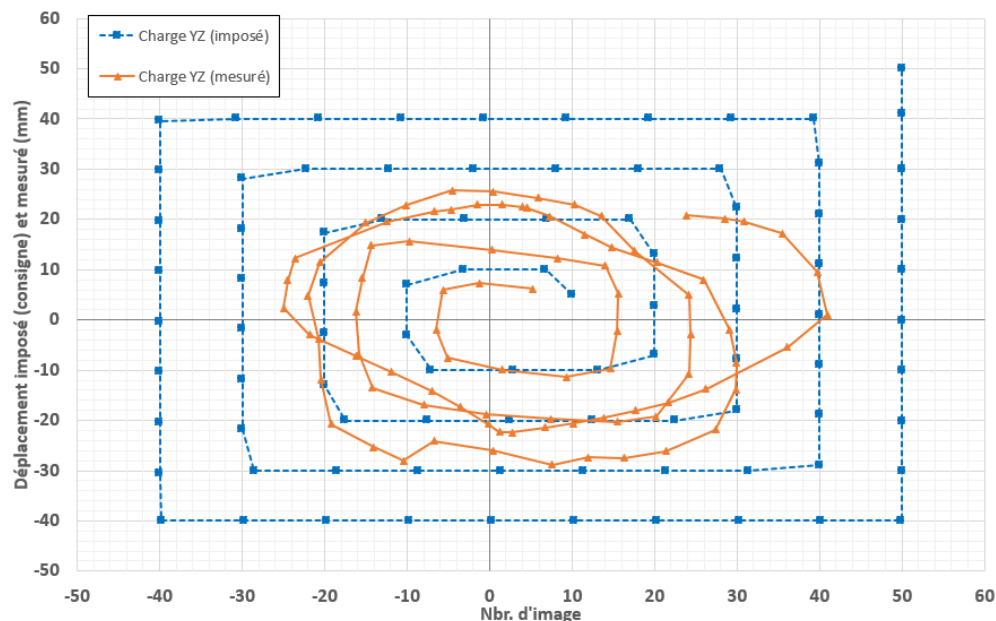


FIGURE 2.50: Chargement (3) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation du point (P_2) sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)

Section	Déplacement consigne			Déplacement mesuré P_2		
	Pout-Ext	Pot-Ext1	Pout-Ext2	Pout-CL	Pot-CL1	Pot-CL2
U_x^+	0,0	0,0	0,0	9,93	10,11	1,88
U_x^-	0,0	0,0	0,0	-36,06	-1,65	3,82
U_y^+	50,0	0,0	0,0	40,95	6,94	1,37
U_y^-	-40,0	0,0	0,0	-24,96	-1,11	-0,67
U_z^+	50,0	0,0	0,0	25,71	0,14	1,37
U_z^-	-40,0	0,0	0,0	-28,81	-4,23	-1,02

TABLE 2.11: Chargement (3) : comparaison entre les champs de déplacement consigne et les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation pour le point P_2 sur chaque extrémité de l'assemblage (Pout-CL, Pot-CL1 et Pot-CL2) - (unité : mm)

La figure 2.51 montre l'influence du nombre d'images analysées par stéréo-corrélation sur le champ de déplacement mesuré U_y pour le premier chargement. On peut remarquer que le champ de déplacement mesuré U_y en utilisant 321 images donne de meilleurs résultats qu'en utilisant 169 images. En effet, un plus grand nombre d'images traitées permet de mieux définir les maximums en déplacement (i.e. on évite d'écarter les maximums en prenant des images trop espacées). Le champ de déplacement U_y mesuré montre des valeurs maximales inférieures d'environ 36% dans le sens positif et 26% dans le sens négatif pour 321 images, et d'environ 54% dans le sens positif et 46% dans le sens négatif pour 169 images.

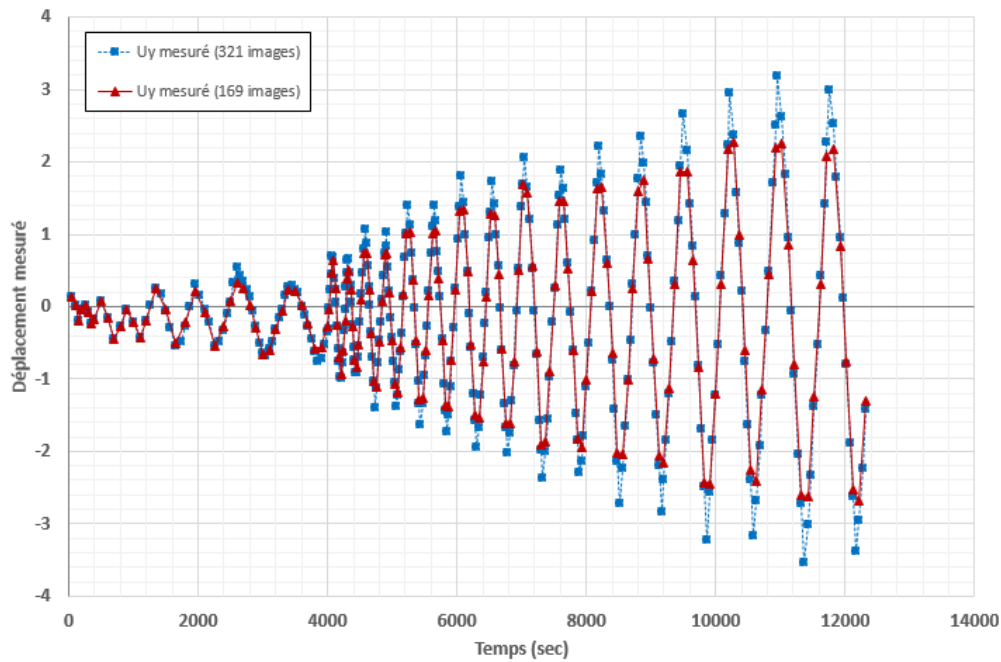


FIGURE 2.51: Influence du nombre d'images analysées par stéréo-corrélation sur le champ de déplacement mesuré U_y pour le premier chargement

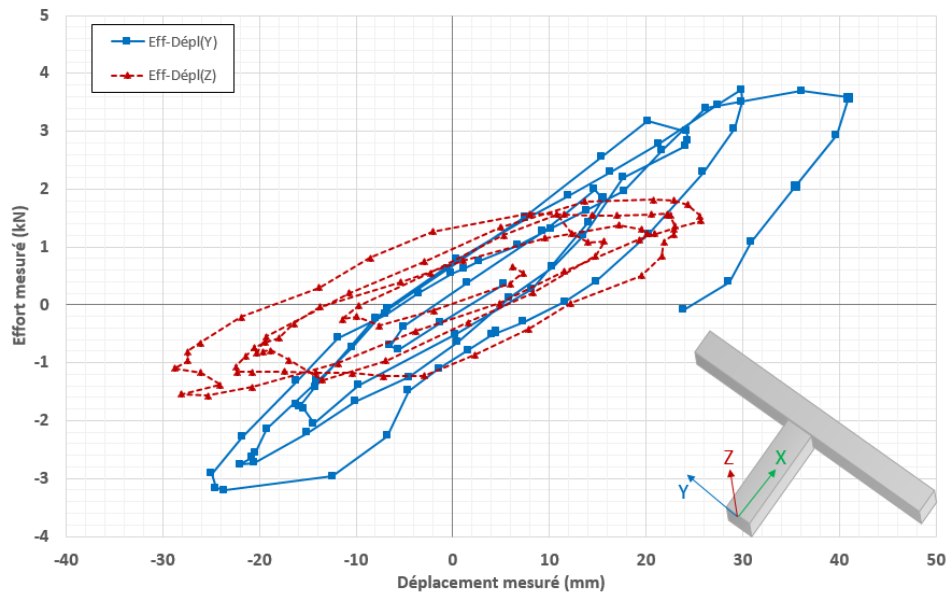


FIGURE 2.52: Chargement (3) : comportement global (effort mesuré - déplacement mesuré par stéréo-corrélation) dans la direction Y et Z

Ainsi, pour améliorer les résultats obtenus pour le troisième chargement, il est nécessaire d'utiliser plus d'images dans l'analyse par stéréo-corrélation. Ce nombre plus im-

portant d'images nécessite en contrepartie un outil numérique de grande puissance ainsi qu'un temps de calcul important.

La figure 2.52 montre la courbe effort mesuré - déplacement mesuré par stéréo-corrélation dans les directions Y et Z pour le point P_2 sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext). En comparant avec la figure 2.35, on peut noter que l'évolution de l'effort mesuré en fonction du déplacement mesuré semble plus approprié (surtout dans la direction Y).

4.2.1 Analyse par Corrélation d'Images Numériques (CIN)

La corrélation d'images numériques planes (CIN) permet d'observer l'apparition et la croissance des fissures sur la face supérieure de l'assemblage poutre-poteau, grâce à un appareil photo numérique visant le centre de l'assemblage en incidence normale (figure 2.26-j).

Le code RT3-DIC [Tomicevic *et al.*, 2013], développé au LMT Cachan, permet de déterminer les champs de déplacement par corrélation d'images et d'en déduire les champs de déformation ainsi que les résidus de corrélation (différence entre les images non résolue par la cinématique). Le code utilisé dans cette étude est basé sur une discrétisation régularisée par éléments finis (élément triangulaire à 3 nœuds). La taille caractéristique des éléments est égale à 20 pixels et la longueur de régularisation est égale à 100 pixels (figure 2.53).

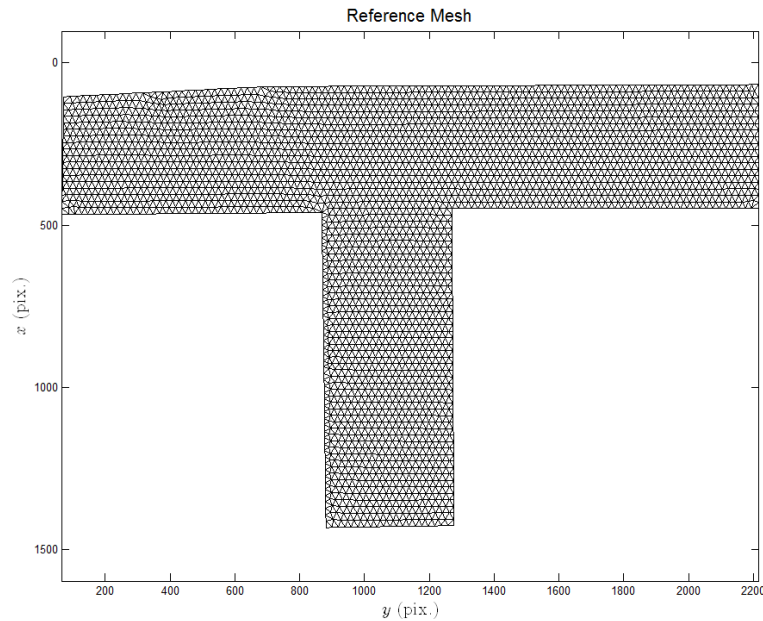


FIGURE 2.53: Maillage de référence pour le chargement (1 et 2)

Un appareil photo (Canon EOS 45D) muni d'un objectif de 50 mm a été positionné au-dessus de l'éprouvette (centre de l'assemblage poutre-poteau). La taille de l'image est de 1504×2256 pixels, soit une résolution approximative de 3.75 pixels par mm. Cet appareil photo a été utilisé pour le premier et le deuxième chargement. En raison de dysfonctionnement dans cet appareil, il a été remplacé par autre appareil photo (Canon EOS 60D) muni d'un objectif de 50 mm pour le troisième chargement. La taille d'image est de 3456×5184 pixels, soit une résolution approximative de 8.75 pixels par mm.

Afin de réduire le temps de calcul associé au traitement des images par CIN, seulement quelques images de chaque chargement sont retenues (tableau 2.12).

Essais	Nbr. d'images (total)	Nbr. d'images analysées par CIN
Chargement(1)	1237	169
Chargement(2)	769	163
Chargement(3)	3556	89

TABLE 2.12: Nombre d'images analysées par CIN

La figure 2.54 présente les différentes notations et les directions du chargement.

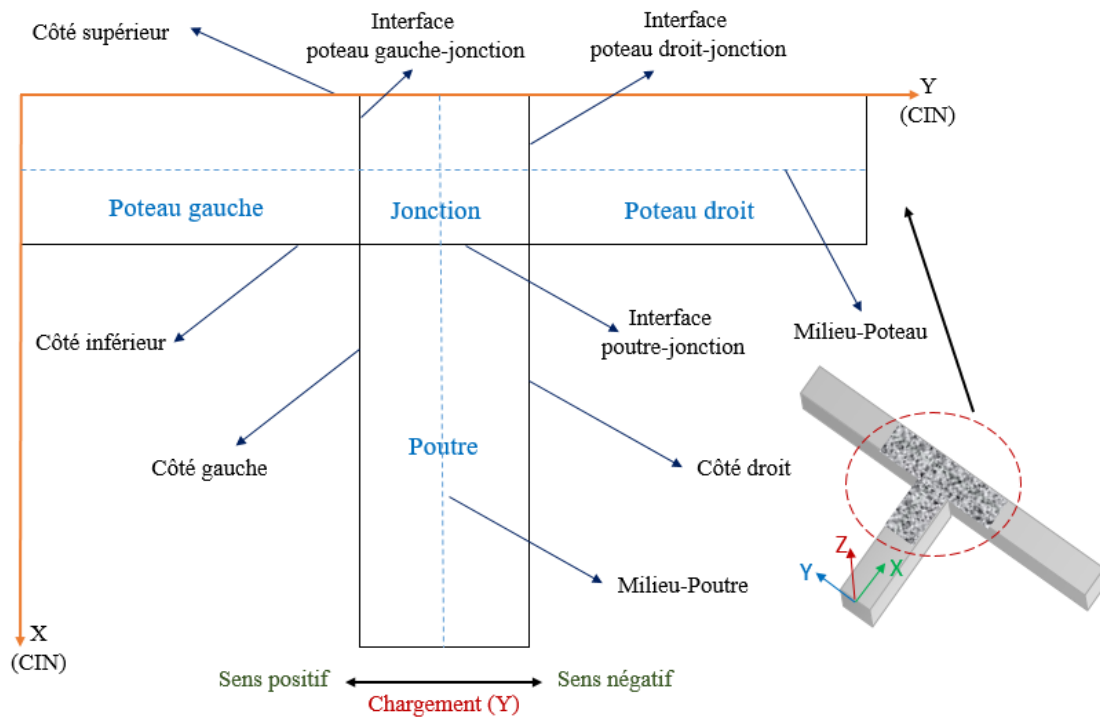


FIGURE 2.54: Assemblage poutre-poteau : Notations et directions du chargement

Le tableau 2.13 donne l'incertitude de mesure pour les champs de déplacements (U_x , U_y) et les champs de déformations (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{xy} , $tr(\epsilon)$, ϵ_{dev}) mesurés par CIN. Afin de calculer cette incertitude, on a fait une analyse par CIN pour des séries d'images sans sollicitation. Ensuite, on a extrait les champs de déplacement et les champs de déformations, puis on a calculé l'écart-type pour ces champs.

	Déplacements		Déformations ($\times 10^{-3}$)				
Caméras	U_x (pixel)	U_y (pixel)	ϵ_{xx}	ϵ_{yy}	ϵ_{xy}	$tr(\epsilon)$	ϵ_{dev}
Canon EOS 45D	0,00391	0,00386	0,1396	0,147	0,1086	0,1873	0,0862
Canon EOS 60D	0,00806	0,01002	0,2838	0,2843	0,2295	0,3582	0,1745

TABLE 2.13: Incertitude de mesure pour les champs de déplacements et les champs de déformations mesurés par CIN

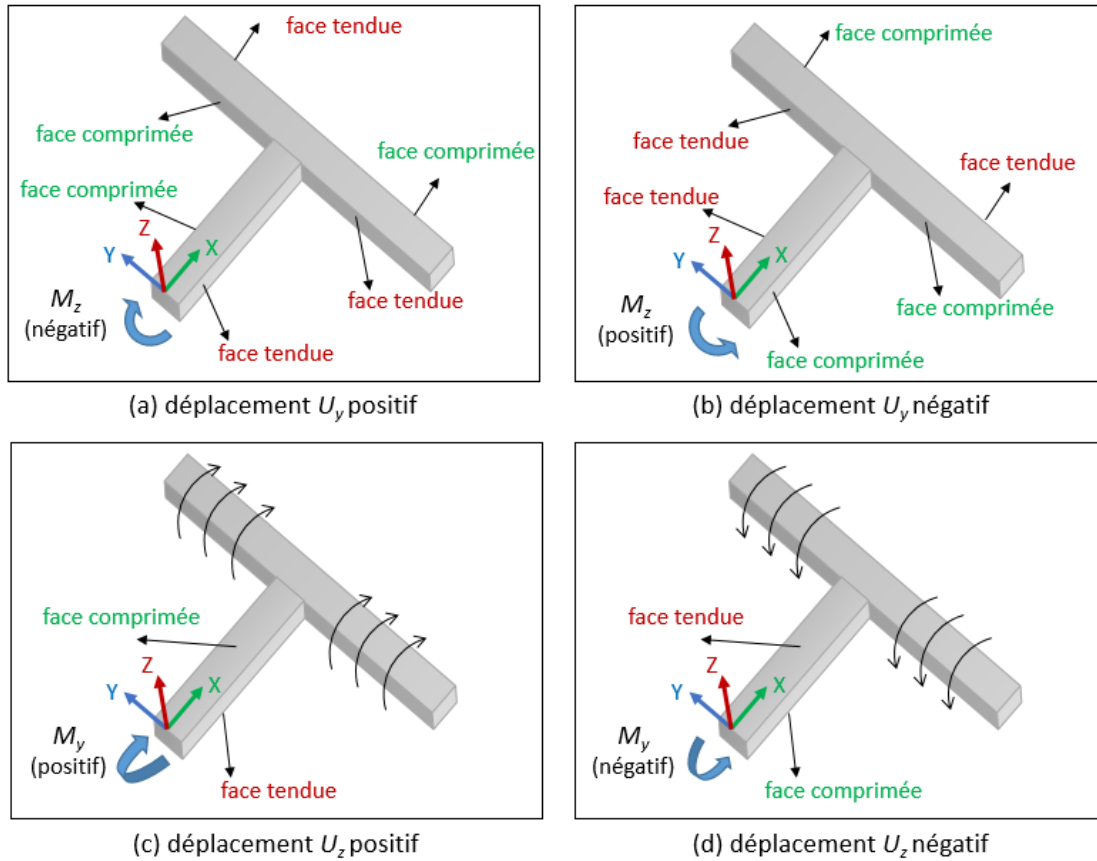


FIGURE 2.55: Faces tendues et comprimées de l'assemblage poutre-poteau en fonction de déplacements imposés (U_y , U_z)

Puisque l'assemblage poutre-poteau est soumis à deux déplacements (U_y , U_z) à l'extrémité de la poutre, la poutre est donc soumise à : deux efforts tranchants (T_y , T_z) et deux

moments fléchissants (M_y , M_z), tandis que le poteau est soumis à : effort axial (F_x), deux efforts tranchants (T_y , T_z), moment fléchissant (M_z) et moment de torsion (M_y). La figure 2.55 montre les faces tendues et comprimées en fonction de déplacements imposés (U_y , U_z).

Premier chargement : Les figures (2.57 - 2.60) montrent l'évolution des champs de déplacements U_x et U_y pour quelques images analysées par CIN du premier chargement (figure 2.56 et tableau 2.14).

unit : mm	Déplacements consignes			Déplacements mesurés			Effort mesuré
Nbr. d'image	U_x	U_y	U_z	U_x	U_y	U_z	F_y (kN)
34	0,00	0,94	0,00	-0,20	0,28	-0,047	0.333
126	0,00	-3,18	0,00	-0,22	-2,15	0,11	-0.578
162	0,00	3,85	0,00	-0,54	2,31	0,26	0.732
169	0,00	-1,23	0,00	-0,31	-1,41	0.09	-0.055

TABLE 2.14: Chargement (1) : effort mesuré au niveau de l'extrémité de la poutre, champs de déplacement consigne et champs de déplacement moyen mesurés par stéréo-corrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL) pour les images sélectionnées

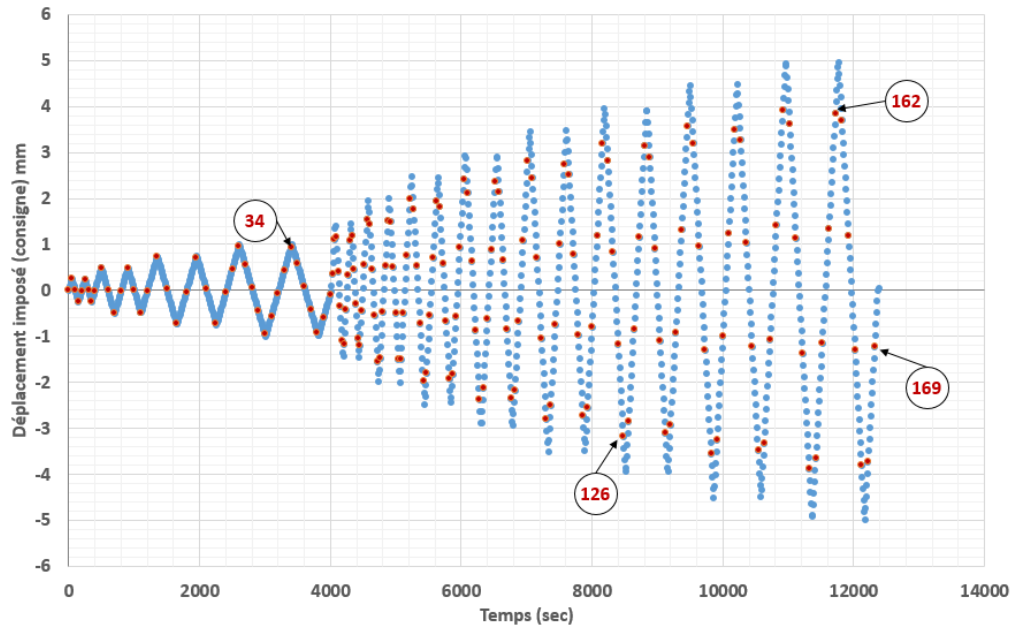


FIGURE 2.56: Chargement (1) : points rouges images analysées par CIN, points bleus images capturées

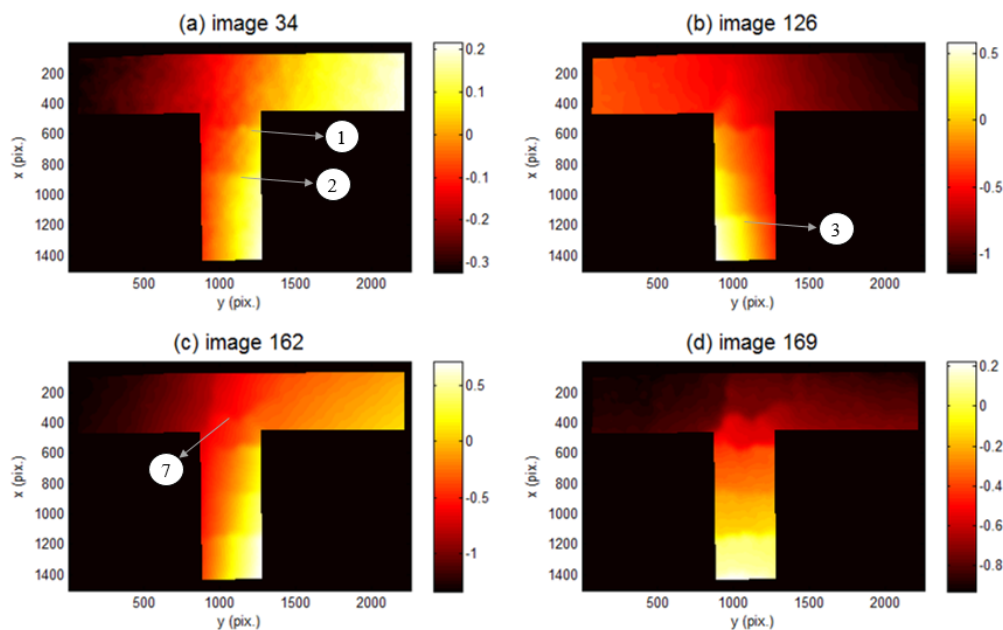


FIGURE 2.57: Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

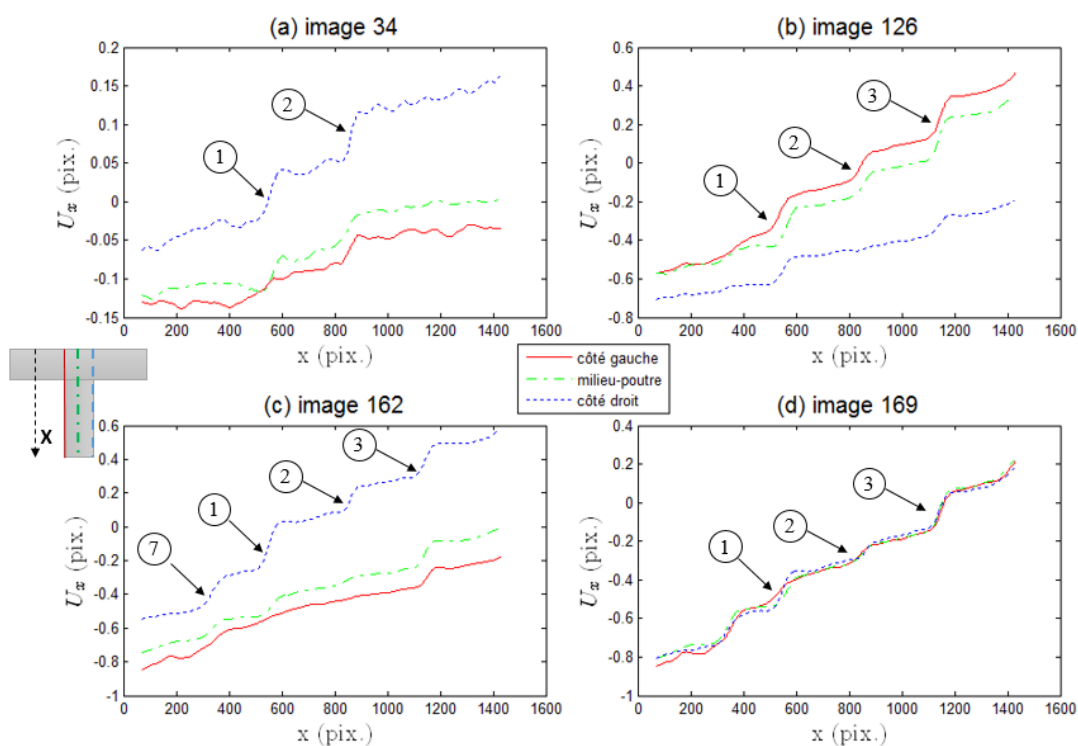


FIGURE 2.58: Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

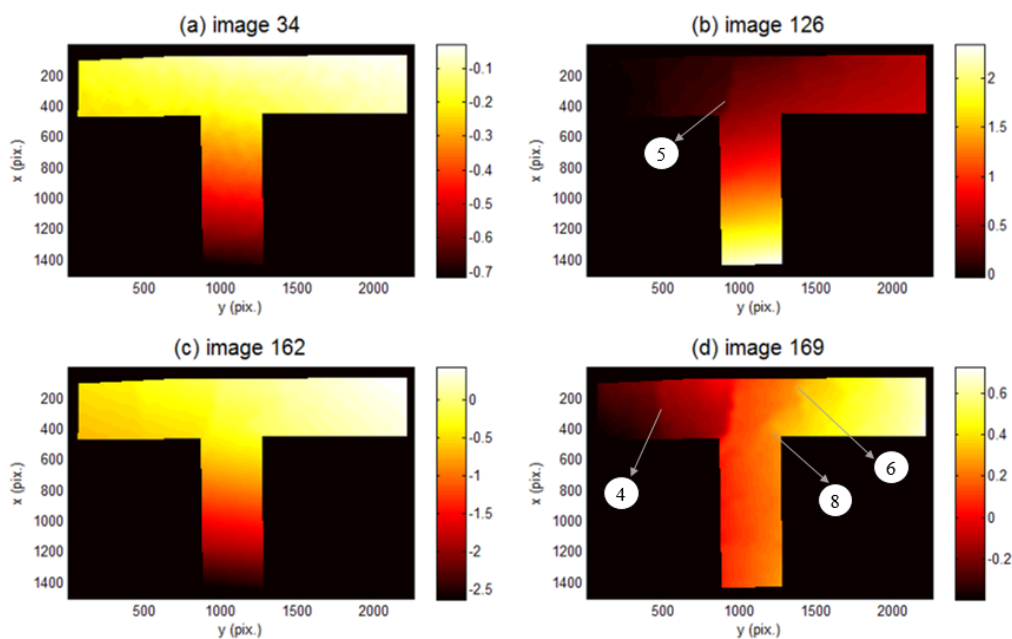


FIGURE 2.59: Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

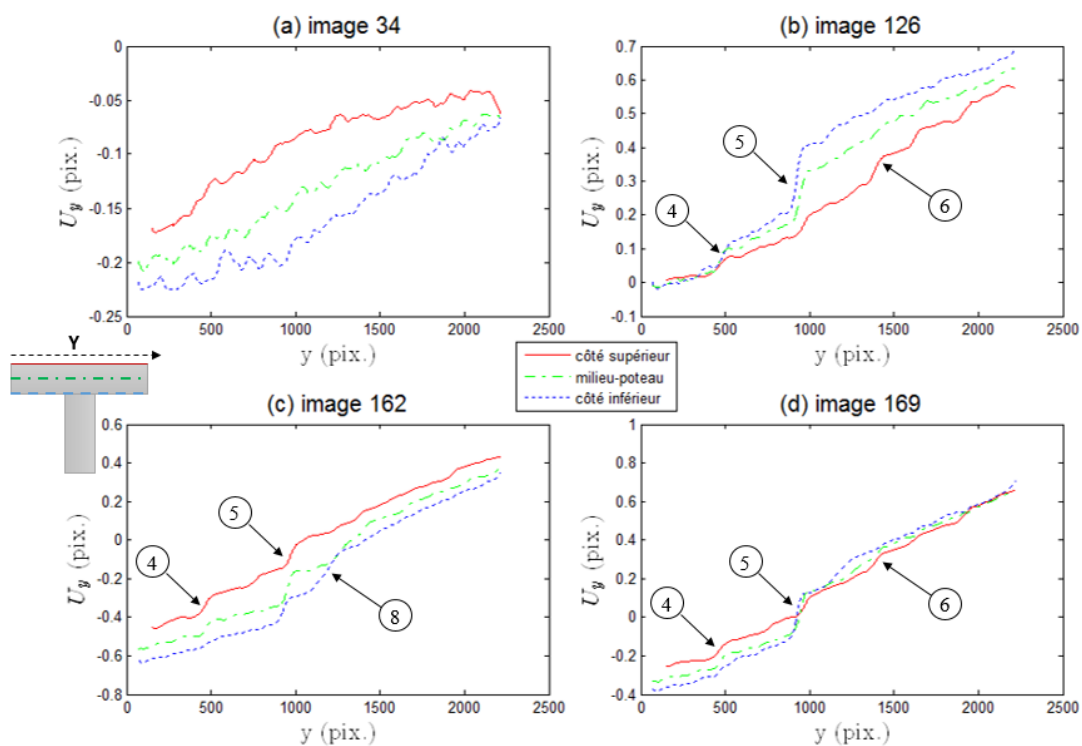


FIGURE 2.60: Chargement (1) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

On peut noter :

- À 0,94 mm de déplacement consigne dans le sens positif du huitième cycle, deux fissures horizontales (1 et 2) dues à la flexion M_z apparaissent dans la poutre du côté droit vers le côté gauche comme montré par la discontinuité dans le champ de déplacement U_x (figure 2.57-a et 2.58-a). Elles se développent perpendiculairement à l'axe longitudinal de la poutre et elle sont situées à une distance de 23 mm et 105 mm respectivement de l'interface poutre-jonction et proches des deux premiers étriers (25 mm et 100 mm). Cela va dans le sens des observations classiques dans les structures en béton armé où l'enclenchement des fissures se fait souvent au droit des armatures transverses.
- À 3,18 mm de déplacement consigne dans le sens négatif du dix-neuvième cycle, on peut remarquer que la troisième fissure horizontale due à la flexion M_z dans la poutre (figure 2.57-b et 2.58-b) est située à une distance de 177 mm de l'interface poutre-jonction et proche du troisième étrier (175 mm). Les trois fissures (1, 2 et 3) sont traversantes sur toute la largeur de la poutre. La première fissure verticale (fissure 4) due à la flexion M_z est située dans le poteau gauche à une distance de 105 mm de l'interface poteau gauche-jonction (figure 2.60-b) près du deuxième étrier dans le poteau gauche (100 mm). La deuxième fissure (fissure 6) apparaît dans le poteau droit à une distance de 26 mm de l'interface poteau droit-jonction et près du premier étrier dans le poteau droit (25 mm). Elles se propagent perpendiculairement à l'axe longitudinal du poteau. Dans la jonction, on peut voir la première fissure inclinée de 75° (fissure 5) caractérisant ainsi des sollicitations de cisaillement. Elle est traversante sur toute la largeur de la jonction (du coin inférieur gauche de la jonction vers le côté supérieur de la jonction).
- À 3,85 mm de déplacement consigne dans le sens positif du vingt quatrième cycle, on peut marquer une deuxième fissure inclinée (fissure 7) due au cisaillement dans la jonction. Elle se propage depuis le coin inférieur gauche de la jonction (figure 2.57-c et 2.58-c). La troisième fissure inclinée (fissure 8) due au cisaillement apparaît près du coin inférieur droit de la jonction (figure 2.60-c).

À la fin du premier chargement, on peut remarquer trois fissures horizontales (1, 2 et 3) dues à la flexion M_z dans la poutre traversantes sur toute la largeur de poutre (figure 2.58-d). Dans le poteau, il y a deux fissures verticales (4 et 6) dues à la flexion M_z près de la face supérieure du poteau (figure 2.60-d). De plus, on peut noter deux fissures inclinées (5 et 7) dues au cisaillement dans la jonction. Les deux fissures se propagent à partir du coin inférieur gauche de la jonction jusqu'au côté supérieur pour la fissure 5 et jusqu'à la fissure verticale 6 dans le poteau droit pour la fissure 7 (figure 2.58-d et 2.60-d).

Dans le sens négatif de chargement, on peut noter que les fissures (1, 2 et 3) dans la poutre sont plus ouvertes près du côté gauche tendu de la poutre (figure 2.58-b), tandis

que dans le sens positif du chargement, elles sont plus ouvertes près du côté droit tendu (figures 2.58-a et 2.58-c).

La fissure inclinée 5 est aussi plus ouverte près du coin inférieur gauche dans le sens négatif du chargement (figure 2.60-b) que dans le sens positif (figure 2.60-c), car ce coin est tendu dans les sens négatif du chargement et comprimé dans l'autre sens. De plus, les fissures au niveau de la jonction confirment le mécanisme de rupture fragile observé dans l'assemblage poutre-poteau sans armatures transversales dans la jonction (chapitre 1, figure 1.8 c).

Deuxième chargement : Les figures (2.62 - 2.69) présentent l'évolution des champs de déplacements U_x et U_y pour quelques images analysées par CIN du deuxième chargement (figure 2.61 et tableau 2.15).

unité : mm	Déplacements consignes			Déplacements mesurés			Efforts mesurés	
Nbr. d'image	U_x	U_y	U_z	U_x	U_y	U_z	F_y (kN)	F_z (kN)
101	0,00	16,00	-1,60	1,48	11,03	-5,22	1.654	0.353
107	0,00	1,90	16,00	-2,90	3,27	11,53	-0.085	1.108
110	0,00	-14,10	16,00	-3,63	-8,51	13,00	-1.587	1.08
113	0,00	-16,00	2,20	-1,88	-11,70	3,93	-1.462	0.04
116	0,00	-16,00	-13,80	0,18	-12,26	-9,30	-1.529	-1.07
119	0,00	-2,30	-16,00	1,36	-4,51	-14,04	0.149	-0.748
123	0,00	16,70	-16,00	2,67	9,90	-15,85	2.058	-0.733
161	0,00	20,00	16,40	-1,57	15,06	8,85	1.924	1.564

TABLE 2.15: Chargement (2) : effort mesuré au niveau de l'extrémité de la poutre, champs de déplacement consigne et champs de déplacement moyen mesurés par stéréocorrélation sur le côté supérieur de l'extrémité de la poutre (Pout-CL) pour les images sélectionnées

En effet, le deuxième chargement reproduit des efforts internes dans l'assemblage (e.i. effort axial, efforts tranchants, moments fléchissants et moment de torsion comme montré dans la figure 2.55) qui causent différentes fissures sur toutes les faces de l'assemblage. Pour cela, l'analyse du comportement de l'assemblage en se basant uniquement sur la face supérieure n'est pas suffisante, mais il présente une idée de l'évolution des fissures dans la zone étudiée par CIN.

On a observé plus de fissures sur la face supérieure de l'assemblage lors du deuxième chargement. Une fissure (9) due à la flexion M_z (figures 2.62-a et 2.63-a) est située dans la poutre à une distance de 253 mm de l'interface poutre-jonction près du quatrième étrier (250 mm). Trois fissures sont dues à la flexion M_z dans le poteau. La première (10) est située dans le poteau gauche à une distance de 170 mm de l'interface poteau gauche-jonction (figures figure 2.66-d et 2.67-a) près du troisième étrier dans le poteau gauche

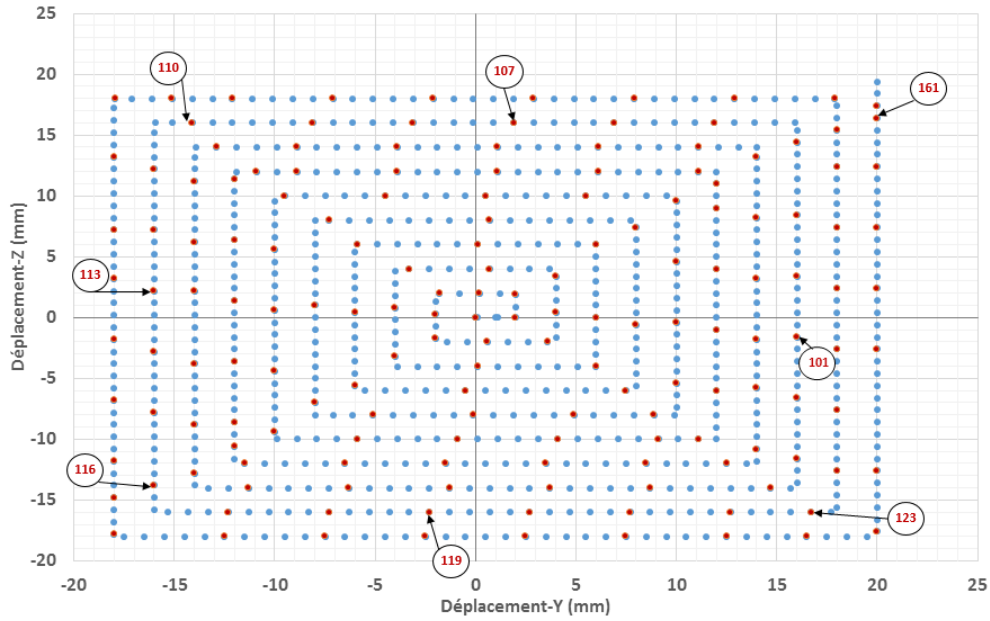


FIGURE 2.61: Chargement (2) : points rouges images analysées par CIN, points bleus images capturées

(175 mm). Les deux autres fissures (11 et 12) sont situées dans le poteau droit à une distance de 100 mm et 172 mm respectivement. Elles sont proches du troisième et quatrième étrier dans le poteau droit (100 mm et 175 mm). Au niveau de la jonction, on a noté la réouverture et la propagation des fissures (figure 2.69) observées sous le premier chargement.

Dans l'image 101 (figure 2.63-a), les fissures dans la poutre sont ouvertes près du côté droit tendu et refermées près du côté gauche comprimé en raison du moment fléchissant M_z^- à l'inverse de l'image 113 (figure 2.63-c) pour laquelle on a un moment fléchissant M_z^+ .

Pour les images (107, 110 et 161), on peut remarquer que les fissures dans la poutre sont presque refermées (figures 2.63-b et 2.65-a,d) car la face supérieure de la poutre est comprimée due au moment fléchissant M_y^+ . Contrairement à ce qu'on a observé dans les images précédentes, les images (116, 119 et 123) montrent que ces fissures sont plus ouvertes (figures 2.63-d et 2.65-b,c) à cause du moment fléchissant M_y^- . De plus, l'évolution d'effort F_y mesuré entre les images (107, 110 et 161) est plus importante que l'effort F_z et atteint des valeurs similaires à celles des images (116, 119 et 123), tableau 2.15. Donc, jusqu'à la fin de deuxième chargement, aucune rupture n'est à noter dans l'assemblage (figure 2.47).

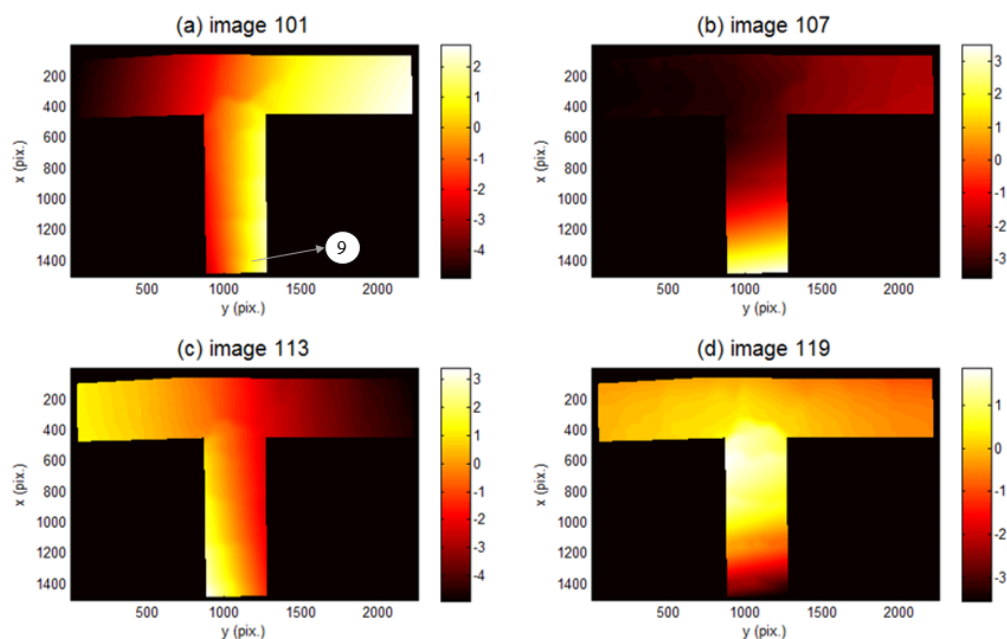


FIGURE 2.62: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

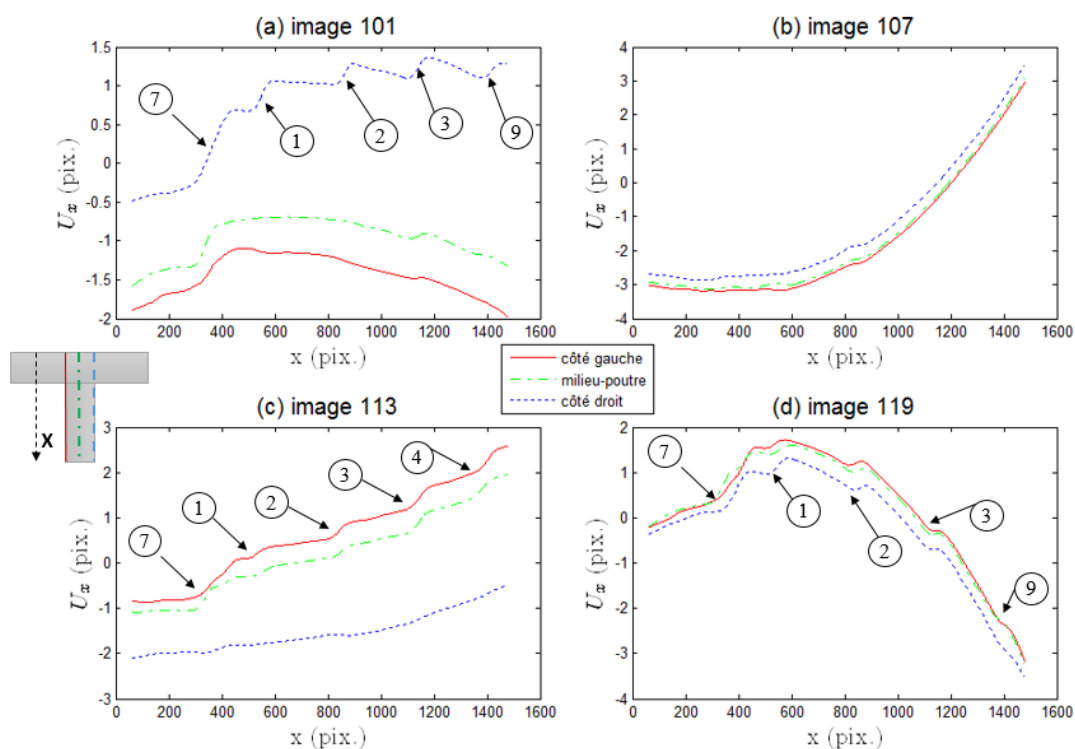


FIGURE 2.63: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

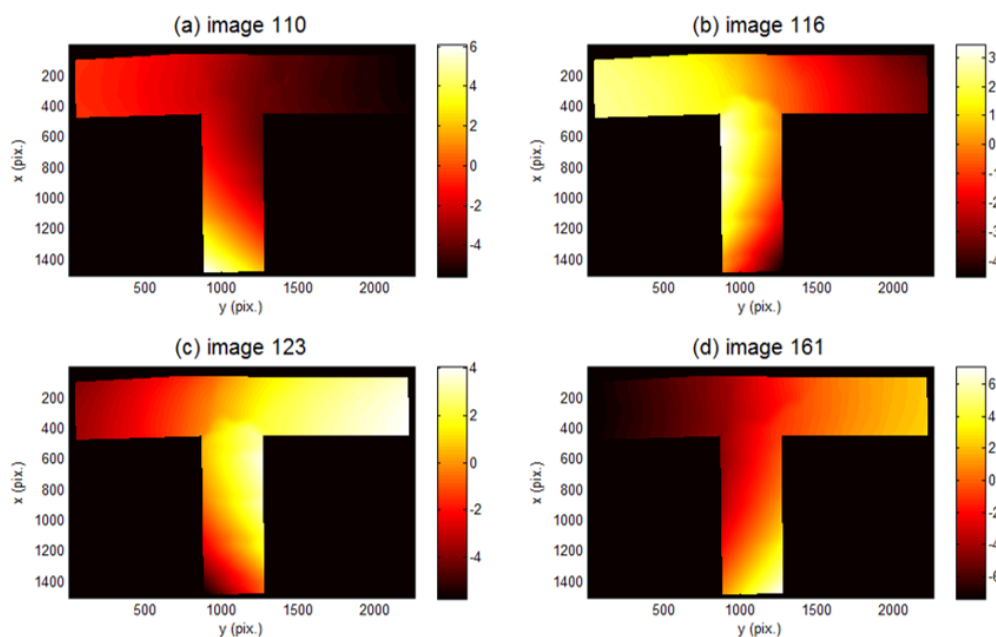


FIGURE 2.64: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

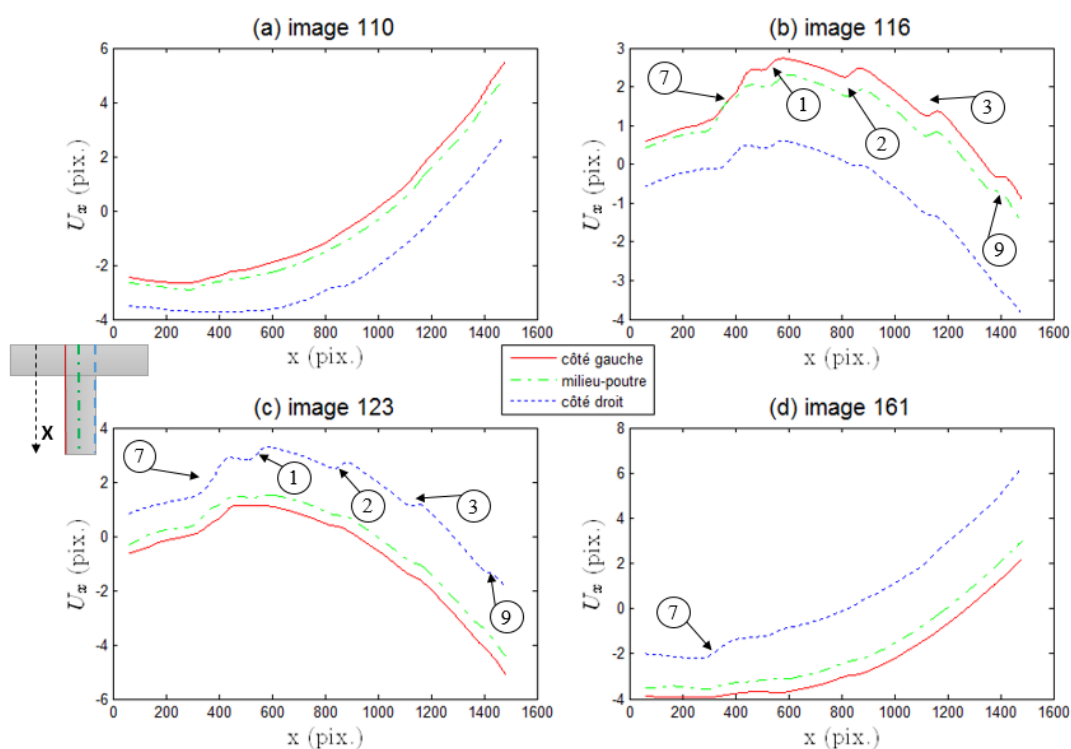


FIGURE 2.65: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

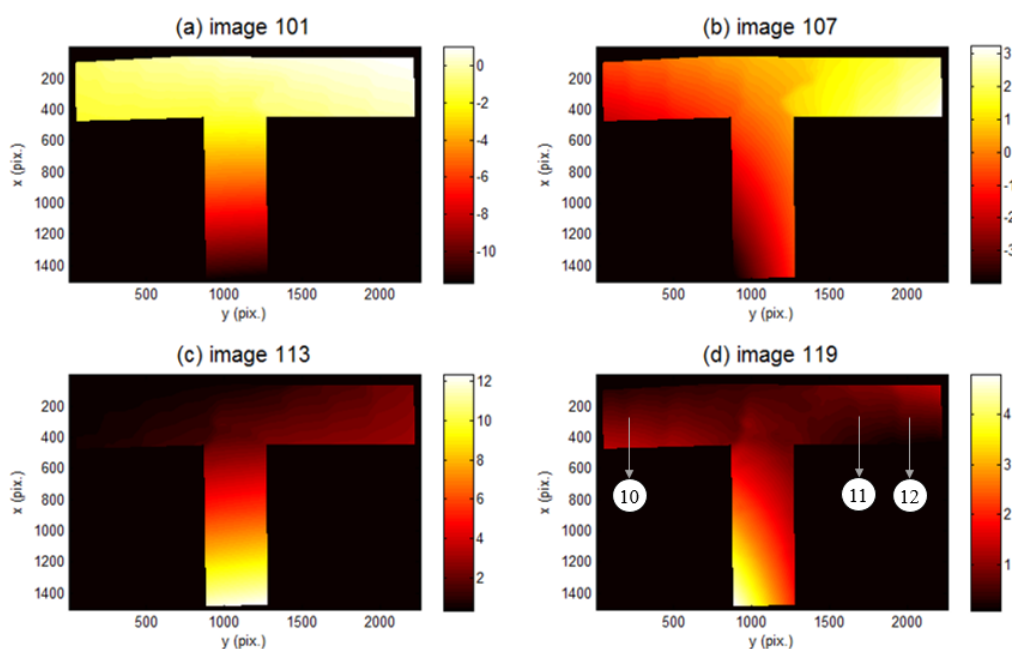


FIGURE 2.66: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

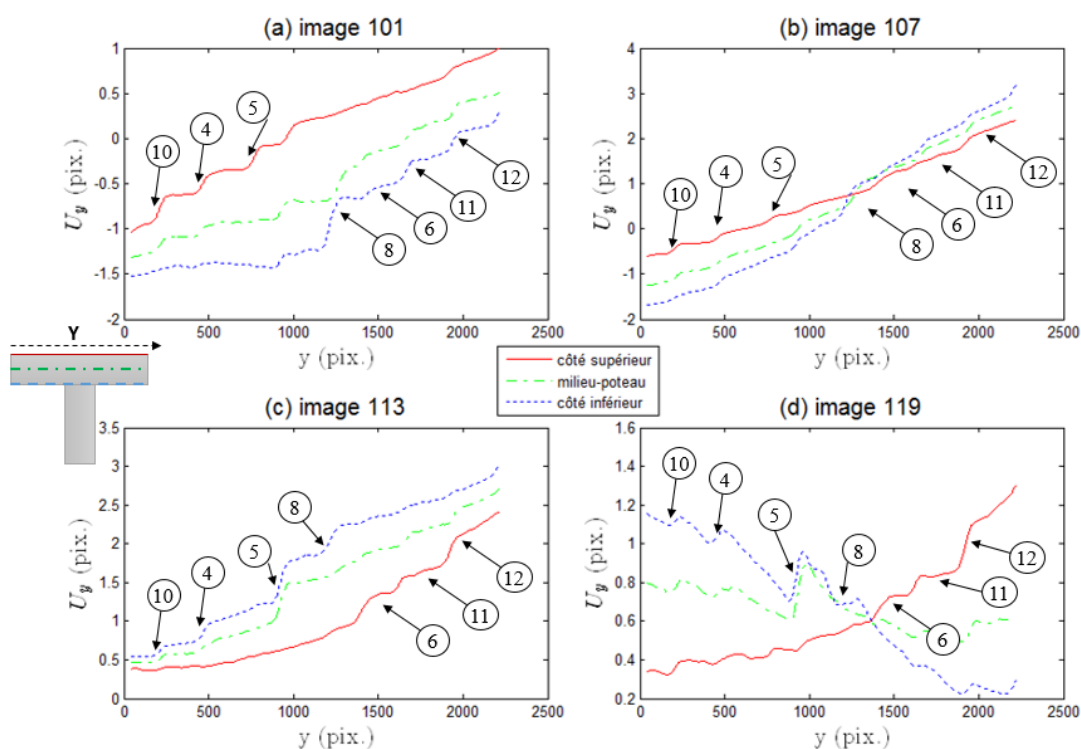


FIGURE 2.67: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

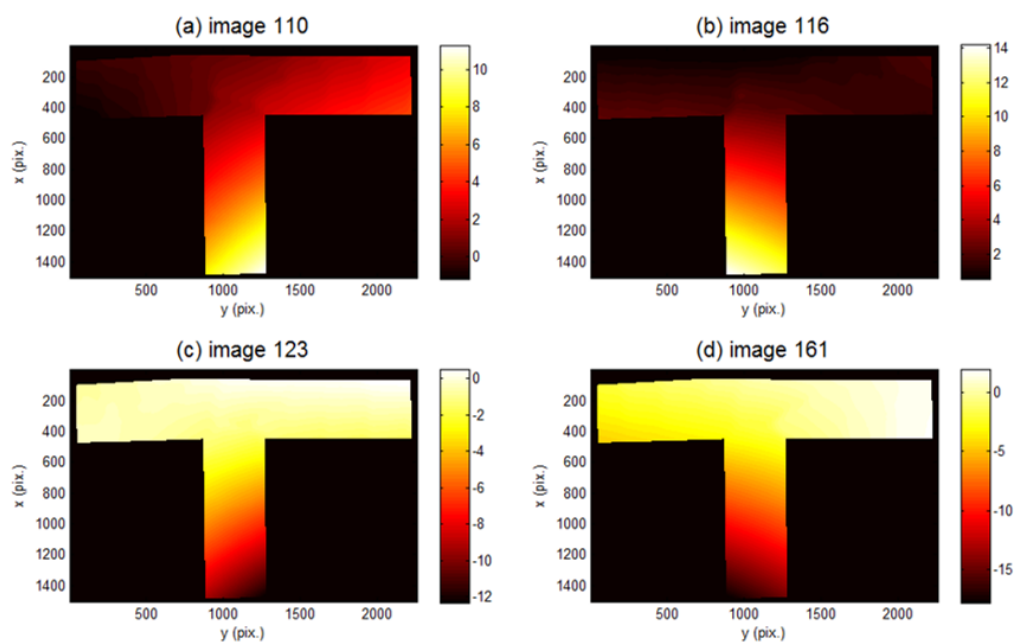


FIGURE 2.68: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

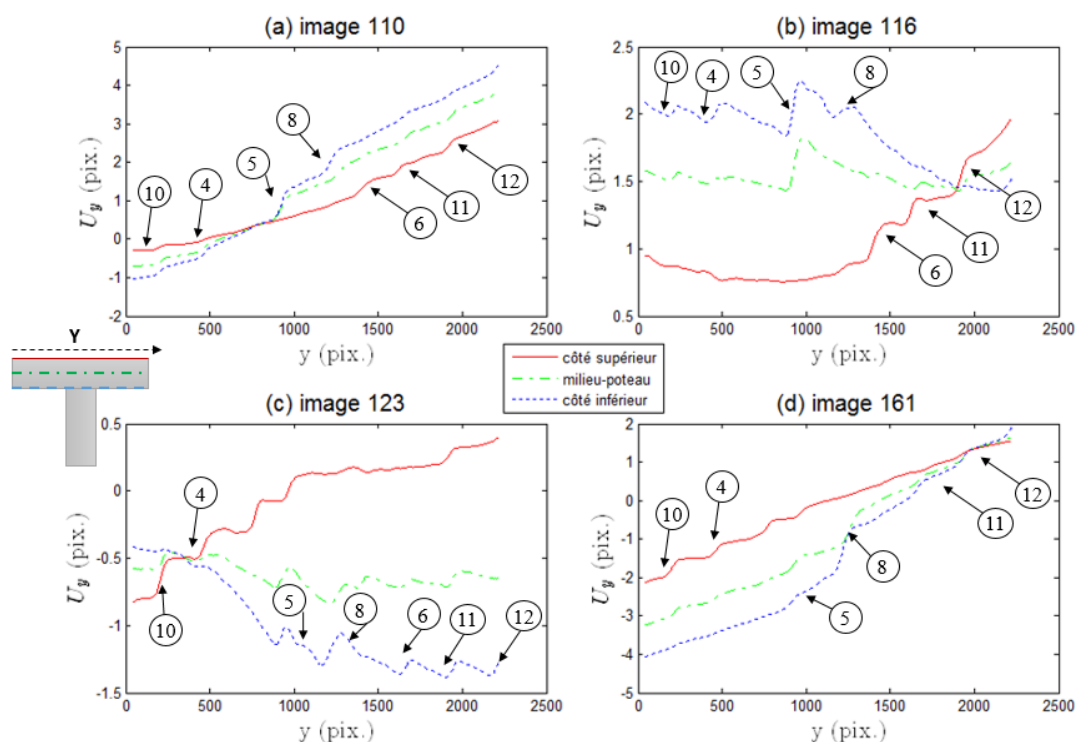


FIGURE 2.69: Chargement (2) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 3.75 pixel)

On peut aussi noter pour les images (101, 123 et 161) que les fissures (4 et 10) dans le poteau gauche sont ouvertes près de son côté supérieur, tandis que les fissures (6, 11 et 12) dans le poteau droit sont ouvertes près de son côté inférieur (figures 2.67-a et 2.69-c,d), car le signe du moment fléchissant M_z dans chaque poteau est opposé (figure 2.55). On peut noter le contraire pour les images (110, 113 et 116), figures 2.67-c et 2.69-a,b.

Au niveau de la jonction, on peut remarquer pour un déplacement U_z^- imposé et quelque soit le déplacement U_y^- ou U_y^+ , les fissures (5 et 8) près de l'interface poutre-jonction sont toujours ouvertes (figures 2.67-d et 2.69-b,c). Pour l'image 107, la fissure (7) est presque refermée en raison du déplacement U_z^+ imposé (figure 2.63-b).

Troisième chargement : En raison du remplacement de l'appareil photo par un autre appareil pour le troisième chargement, l'image de référence considérée pour la corrélation est celle correspondante à la première image capturée par cet appareil. Donc, les champs de déplacement obtenus sont relatifs.

Les figures (2.72 - 2.75) montrent l'évolution des champs de déplacements U_x et U_y pour quelques images analysées par CIN lors du troisième chargement (figure 2.70 et tableau 2.16). De plus, la figure 2.71 présente le champ de déformation ϵ_{dev} mesuré par CIN pour l'image 59 sur lequel les numéros des fissures sont notés afin de montrer le trajet de fissures dans la jonction sous ce troisième chargement.

unit : mm	Déplacements consignés			Déplacements mesurés			Efforts mesurés	
Nbr. d'image	U_x	U_y	U_z	U_x	U_y	U_z	F_y (kN)	F_z (kN)
26	0,00	30,00	2,00	8,67	24,39	-2,96	2.843	0.751
59	0,00	-0,70	40,00	-6,37	4,49	22,27	-0.461	1.561
63	0,00	-40,00	39,65	-6,18	-4,57	21,88	-1.488	1.095
89	0,00	50,00	49,90	-36,06	23,86	20,83	-0.091	1.229

TABLE 2.16: Chargement (3) : effort mesuré au niveau de l'extrémité de la poutre, champs de déplacement consigne et champs de déplacement mesurés mesurés par stéréo-corrélation du point (P_2) sur l'extrémité de la poutre (Pout-Ext) pour les images sélectionnées

Plus de fissures sont observées au niveau de la jonction sur la face supérieure de l'assemblage poutre-poteau sous le troisième chargement comme montré par la localisation prononcée au niveau de champ de déformation (figure 2.71).

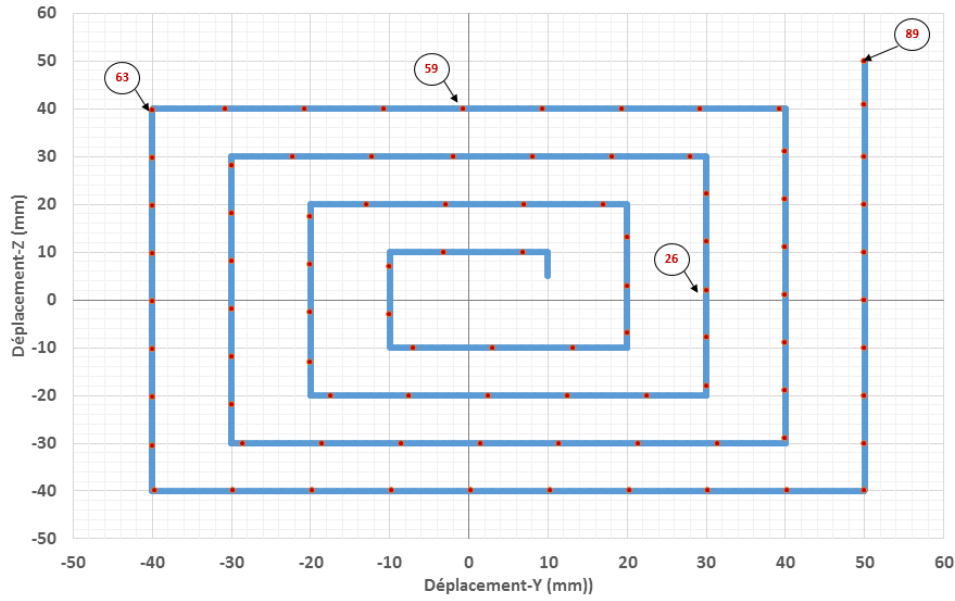


FIGURE 2.70: Chargement (3) : points rouges images analysées par CIN, points bleus images capturées

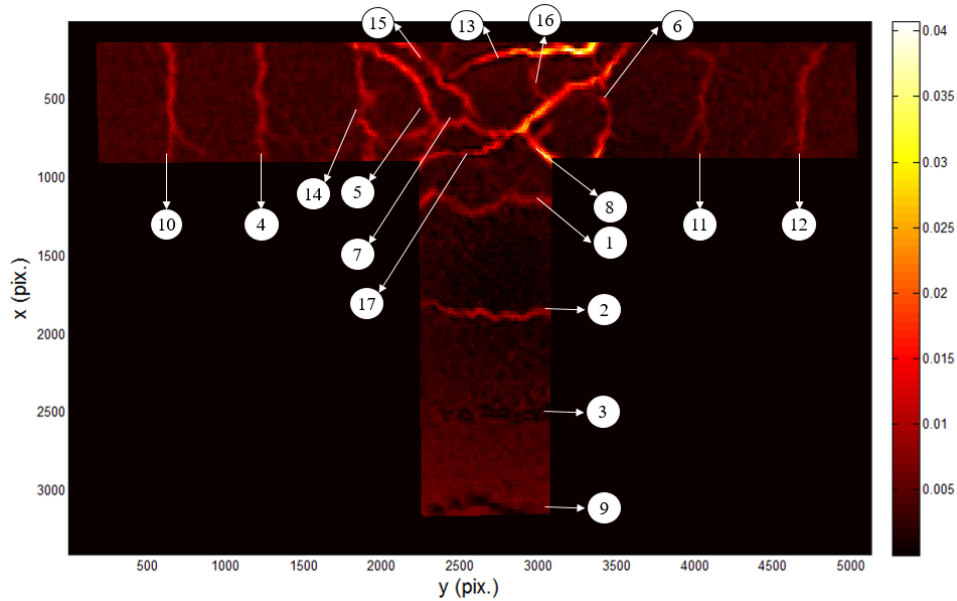


FIGURE 2.71: Chargement (3) : champ de déformation ϵ_{dev} pour l'image 59 (1 mm \approx 8.75 pixel)

Dans la poutre, il y a quatre fissures (1, 2, 3 et 9) dues à la flexion M_z . Elles sont traversantes sur toute la largeur de la poutre et situées à des distances de 23 mm, 105 mm, 177 mm et 253 mm respectivement de l'interface poutre-jonction (figure 2.73). On peut remarquer un champ de déplacement de type mouvement de corps rigide (figure 2.73-b).

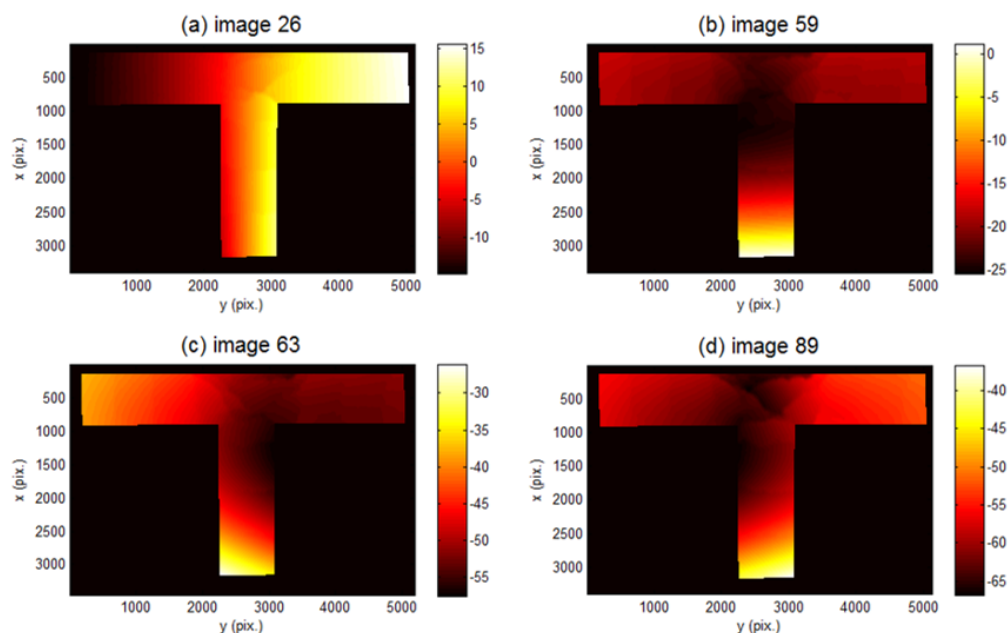


FIGURE 2.72: Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_x pour les images sélectionnées (1 mm \approx 8.75 pixel)

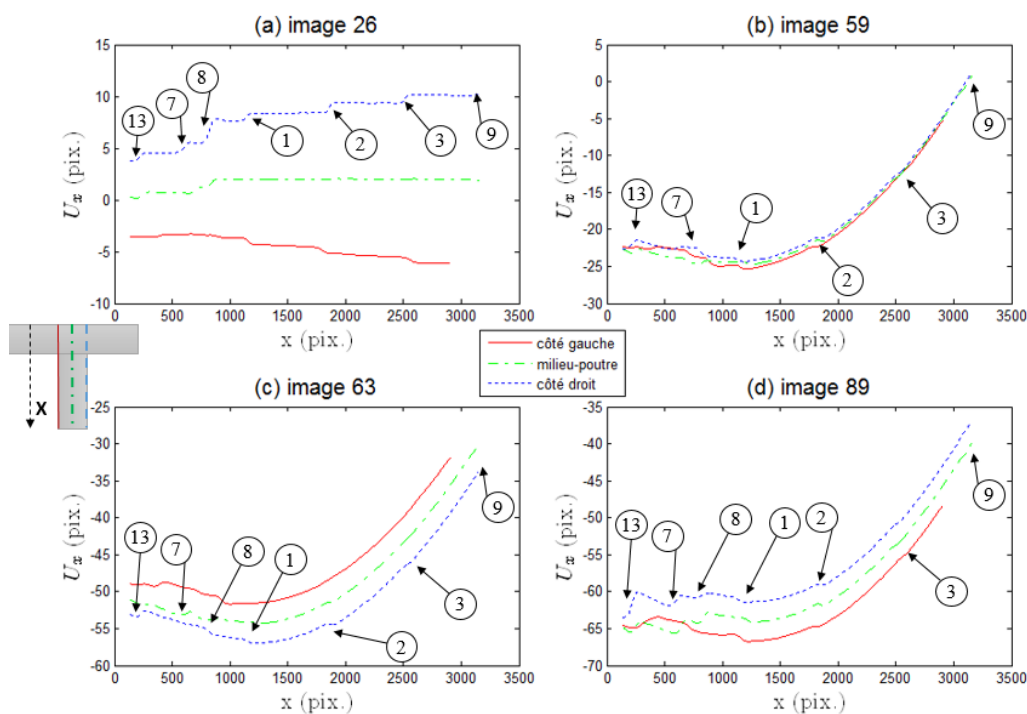


FIGURE 2.73: Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_x de la partie jonction-poutre pour les images sélectionnées (1 mm \approx 85 pixel)

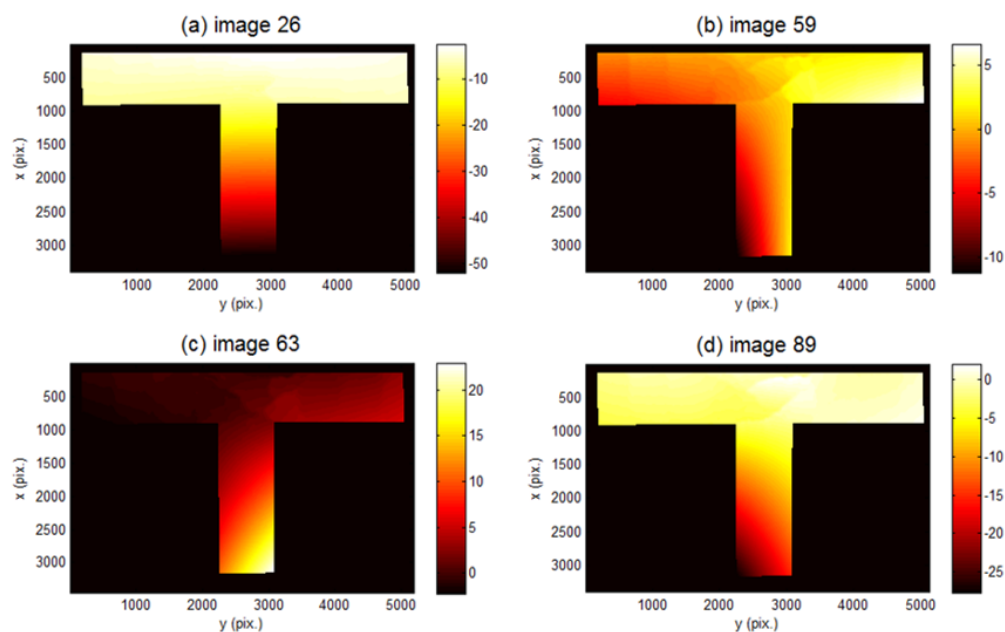


FIGURE 2.74: Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_y pour les images sélectionnées (1 mm \approx 8.75 pixel)

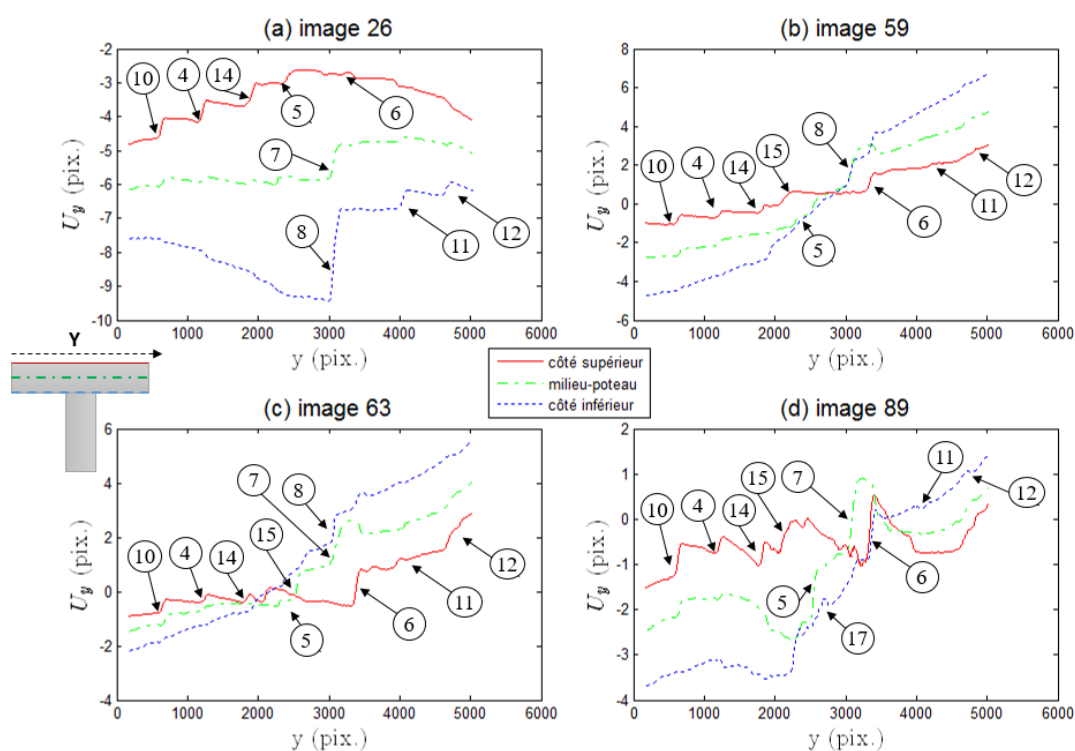


FIGURE 2.75: Chargement (3) : évolution des champs de déplacement U_y de la partie jonction-poteau pour les images sélectionnées (1 mm \approx 8.75 pixel)

Dans le poteau gauche, trois fissures (14, 4, et 10) dues à la flexion M_z sont traversantes sur toute la largeur du poteau gauche et situées à des distances de 33 mm, 105 mm, 170 mm respectivement de l'interface poteau gauche-jonction. Dans le poteau droit, il y a trois fissures (6, 11, et 12) dues à la flexion M_z . Elles aussi sont traversantes sur toute la largeur du poteau droit et situées à des distances de 26 mm, 100 mm, 172 mm respectivement de l'interface poteau droit-jonction (figure 2.75).

De plus, les fissures dans le poteau gauche sont ouvertes près de son côté supérieur, tandis que les fissures dans le poteau droit sont ouvertes près de son côté inférieur, car le signe du moment fléchissant M_z dans chaque poteau est opposé (figure 2.75-a).

Au niveau de la jonction, on peut noter sept fissures inclinées caractéristiques d'une sollicitation de cisaillement. La fermeture et l'ouverture de ces fissures sont liées au niveau du chargement imposé. Par exemple, on peut remarquer une discontinuité (chute prononcée) dans le champ déplacement U_y mesuré par CIN (figure 2.75-a) concernant la fissure 8 car le déplacement U_y^+ imposé est élevé par rapport au déplacement U_z imposé, où le déplacement U_z permet de refermer la fissure 8 (figure 2.75-d).

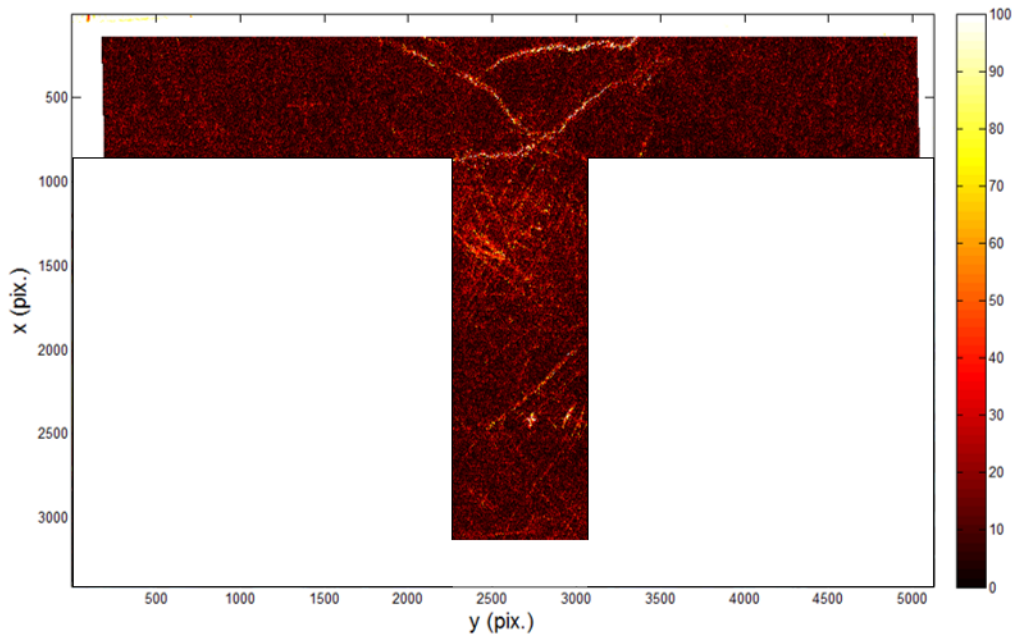


FIGURE 2.76: Champ de résidus mesuré par CIN à la fin du troisième palier du chargement

De plus, on peut noter que l'effort mesuré F_y a une valeur faible par rapport aux déplacements imposés (image 89, tableau 2.16). L'assemblage poutre-poteau a donc une rupture par cisaillement sous le troisième chargement (figure 2.52).

La figure 2.76 montre le champ de résidus de corrélation (i.e. la différence entre l'image de référence et l'image déformée corrigée du champ de déplacement mesuré) à la fin du troisième chargement. Ce champ permet, de manière indirecte, d'identifier les fissures. On peut remarquer au niveau de la jonction : deux fissures diagonales dues au cisaillement et enclenchées par la concentration de contrainte au niveau des coins. Cela confirme le mécanisme de rupture fragile observé dans l'assemblage poutre-poteau sans armatures transversales dans la jonction (chapitre 1, figure 1.8).

5 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif d'étudier le comportement de l'assemblage poutre-poteau en béton armé sous sollicitation cyclique complexe. Cette campagne a été réalisée en deux grandes phases : pré-analyse numérique et analyses expérimentales.

Lors de la première phase, des pré-études numériques à l'aide du logiciel Cast3M sont mises en œuvre afin de dimensionner l'éprouvette et le ferrailage en accord avec les données de l'hexapode sur lequel l'essai est effectué et en considérant une géométrie représentative d'un nœud d'ossature béton armé d'un bâtiment courant.

La seconde phase a permis la conception et la réalisation d'un essai d'identification original à l'échelle de l'élément sur la base d'une expérience fortement instrumentée. Ces études fournissent des informations sur la résistance de l'assemblage ainsi que sur plusieurs phénomènes mécaniques.

Lors de l'expérimentation, une formulation globale de mesure de forme 3D et de champs de déplacements 3D surfaciques par stéréo-vision et stéréo-corrélation d'images a été utilisée pour mesurer la cinématique de l'éprouvette. Ceci permet de caractériser les conditions aux limites réelles imposées lors de l'essai. De plus, la corrélation d'images numériques planes a été utilisée pour observer l'apparition et la croissance des fissures sur la face supérieure de l'assemblage poutre-poteau, grâce à un appareil photo numérique visant le centre de l'assemblage en incidence normale.

Les résultats obtenus nous permettent d'identifier la résistance, le mode de fonctionnement et les mécanismes de dégradation de l'assemblage. De plus, ils nous permettent de développer et de valider la modélisation numérique de l'assemblage poutre-poteau.

Conclusion et Perspectives

Le comportement des assemblages poteau-poutre, qui fait intervenir plusieurs phénomènes physiques, nécessite des données expérimentales fiables pour valider ou invalider les modélisations proposées récemment. Plusieurs investigations expérimentales et numériques menées dans le passé ont mis en évidence l'important impact du comportement des assemblages poteau-poutre sur la réponse de la structure sous sollicitation cyclique et sismique. Ce travail a permis de mettre en place et de fournir une base de données expérimentales fiable et dense dont la vocation est de donner accès à un benchmark expérimental pour permettre la modélisation et la validation du comportement des assemblages poteau-poutre en béton armé sous chargements cycliques complexe.

La plus grande contribution de la thèse concerne la partie expérimental (chapitre 2). Les résultats obtenus ont fourni, par des mesures de champs optiques, des données quantitatives tridimensionnelles de cinématiques d'un assemblage poutre-poteau lors de sollicitations complexes (cycliques croissantes) et selon plusieurs axes de sollicitation. Une formulation globale de mesure de forme 3D et de champs de déplacements 3D surfaciques par stéréo-vision et stéréo-corrélation d'image a été utilisée pour mesurer la cinématique de l'éprouvette pendant l'essai. Ceci permet d'appréhender quantitativement les conditions aux limites réelles mesurées, et d'apprécier les mécanismes de dégradation. De plus, la corrélation d'images numériques planes a été utilisée pour observer l'apparition et la croissance des fissures sur la face supérieure de l'assemblage poutre-poteau, grâce à un appareil photo numérique visant le centre de l'assemblage en incidence normale.

En parallèle de l'expérimentation, un début de modélisations numériques de l'essai expérimental à l'aide du logiciel Cast3M ont été effectuées (annexe A). L'objectif de ces analyses numériques a été, d'une part, de valider la modélisation numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé sous sollicitations cycliques complexes en basant sur les résultats expérimentaux et les mesures de champs optiques (stéréo-corrélation d'image), et d'autre part, de confirmer les phénomènes observés expérimentalement. Pour cela, une approche selon la théorie simplifiée des poutres a été proposée afin de caractériser les conditions aux limites de l'assemblage poutre-poteau en appuyant les champs de déplacements mesurés par stéréo-corrélation d'image. Deux cas ont été testés, le premier en utilisant les conditions aux limites parfaites, et le deuxième en utilisant les conditions aux limites caractérisées par l'approche proposée. Pour le deuxième cas, car les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation d'image étaient plus fiables pour le côté

supérieur de chaque extrémité de l'assemblage que les autres côtés, les rotations des extrémités calculées par l'approche proposée ont été ignorées.

Pour conclure, au-delà des résultats expérimentaux et numériques assez satisfaisants, il est à souligner qu'il reste plusieurs points à développer pour enrichir le benchmark expérimental et les modélisations numériques des assemblages poutre-poteau.

Perspectives

Concernant la partie expérimentale, il serait intéressant de faire progresser le benchmark expérimental en l'améliorant avec les propositions suivantes :

- La configuration des appuis de l'assemblage poutre-poteau provoque des rotations de deux extrémités du poteau surtout dans le deuxième et troisième chargement. Ce point pourrait être amélioré en utilisant un autre ensemble plus efficace (par exemple : deux équerres métalliques) afin de réaliser les encastrement. De plus, il serait utile d'utiliser des capteurs de déplacement (LVDT) et des clinomètres adaptés pour avoir des données expérimentales qui nous permettent de les comparer avec les résultats mesurés par stéréo-corrélation.
- En ce qui concerne les appuis de l'assemblage, nous avons utilisé des appuis encastres pour faciliter la configuration de l'essai, mais les configurations des essais précédents ont utilisé un système à rotule qui correspond plus à la réalité. Donc, il serait plus réaliste d'utiliser un système à rotule adapté aux extrémités de l'assemblage.
- Le deuxième aspect important est les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation d'image. En effet, un manque d'informations concernant la face inférieure de l'éprouvette (trois caméras utilisées pour observer partiellement cette face) à cause de la complexité de la configuration, a rendu les résultats mesurés moins fiable et n'a pas permis de valider la possibilité de ce code à appréhender quantitativement les conditions aux limites réelles. De plus, pour profiter de plus de 56000 images exploitées tout au long du chargement, il faudrait améliorer le code de stéréo-corrélation en ajoutant des fonctions de forme adaptées à la cinématique mise en jeu dans cet essai.

Concernant la partie numérique, il serait intéressant de considérer les points suivants :

- Des problèmes de convergence liés à différents lois de comportement du béton (intégrant plusieurs mécanismes : anisotropie, hystérésis, frottement, ..) ont été notés au niveau de la résolution nonlinéaire de Cast3M surtout après formation d'une rotule plastique à l'interface poutre-jonction de l'assemblage poutre-poteau. Les difficultés de convergence subsistent toujours dans le cas de l'utilisation des tech-

riques implicites itératives classiques et que dès le moment où le béton commence à fissurer en traction. Un important travail est encore nécessaire.

- Les interactions mécaniques entre le béton et les armatures ont un très important impact sur la réponse cyclique et sismique des assemblages poutre-poteau. Donc, il serait intéressant d'introduire un modèle prenant en compte la liaison béton-acier, qui joue probablement un rôle important surtout lorsque la jonction est fortement fissurée, afin d'améliorer la réponse de la modélisation numérique.
- Les analyses numériques 3D demandent un temps de préparation et calcul important et une puissance informatique conséquente. Il serait pertinent donc de développer un modèle nonlinéaire simplifié qui soit robuste et efficace numériquement et riche en phénomènes mécaniques pour réaliser des analyses rapides. Par exemple :
 - Les parties élastiques de la poutre et du poteau peuvent être modélisées par des éléments multifibres, tandis que la jonction et les zones adjacentes (non-linéaires) peuvent être modélisées par élément volumique 3D. L'approche proposée dans le chapitre A peut être utilisée pour relier les degrés de liberté des deux parties.
 - Ou, la jonction et les zones adjacentes (à distance égale à la hauteur de la poutre) peuvent être modélisées par élément volumique 3D, tandis que les parties restantes de l'assemblage peuvent être modélisées par des éléments multifibres. L'approche proposée dans le chapitre A peut être utilisée pour relier les degrés de liberté des deux parties après vérification que les sections sont toujours droites à la jonction des deux modélisations.

Annexe A

Modélisation des assemblages poutre-poteau en béton armé

*On présente ici une première approche du modèle numérique
d'un assemblage poutre-poteau en béton armé sous
solllicitations cycliques complexes en se basant sur les
résultats expérimentaux et les analyses par stéréo-corrélation
d'image.*

Sommaire

1	Introduction	104
2	Analyses numériques	104
2.1	Maillage de l'assemblage poutre-poteau	104
2.2	Conditions aux limites	105
2.3	Lois de comportement des matériaux	109
2.4	Premiers résultats numériques	112
3	Conclusion	116

1 Introduction

Les modélisations numériques sont utilisées comme des essais numériques nous fournissant des informations intéressantes (l'évolution des mécanismes comme l'endommagement, la plasticité, ...), difficilement observées pendant l'essai. Les analyses numériques sont donc pertinentes pour confirmer et compléter les connaissances engrangées pendant les essais. En parallèle de l'essai expérimental, la modélisation nous permet d'analyser en détail différents phénomènes intervenant à la ruine de ces éléments structuraux : fissuration des matériaux, plastification des armatures, glissement de l'acier, frottement entre les composants.

L'objectif de cette partie du travail est, d'une part, de valider la modélisation numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé sous chargements complexes, et d'autre part, de se focaliser sur les mécanismes locaux survenant lors de l'application de ces chargements.

2 Analyses numériques

L'ensemble des analyses numériques 3D permettant la prédiction du comportement de l'assemblage poutre-poteau en béton armé a été effectué à l'aide du code numérique Cast3M. Cast3M est un outil de calcul pour l'analyse de structures par éléments finis développé par CEA-Commissariat à l'Energie Atomique. Dans cette annexe, une attention particulière est portée sur les conditions aux limites caractérisées par stéréo-corrélation d'image (chapitre 2 - paragraphe 4.2).

2.1 Maillage de l'assemblage poutre-poteau

Le modèle de discrétisation raffiné 3D est le modèle le plus détaillé au niveau de la géométrie. Il est construit à partir d'éléments finis volumiques. L'assemblage poutre-poteau est modélisé par éléments finis dans Cast3M. On a adopté des éléments linéaires, le béton est modélisé par des éléments tridimensionnels cubiques à 8 nœuds (figure A.1), et les armatures longitudinales et transversales sont modélisées par des éléments barres à 2 nœuds (figure A.2). La coïncidence des nœuds des éléments d'acier et de béton est considérée (liaison parfaite).

Comme montré dans la figure 2.5, les barres longitudinales supérieures et inférieures de la poutre sont courbées dans la jonction avec un crochet à 90°. Dans cette modélisation, afin de simplifier le modèle 3D, l'ancrage des barres longitudinales de la poutre dans la jonction est modélisé par des éléments barres (segment droit) jusqu'aux barres longitudinales du poteau (figure A.2). Donc, le crochet et la longueur développée de l'ancrage dans la jonction ne sont pas modélisés.

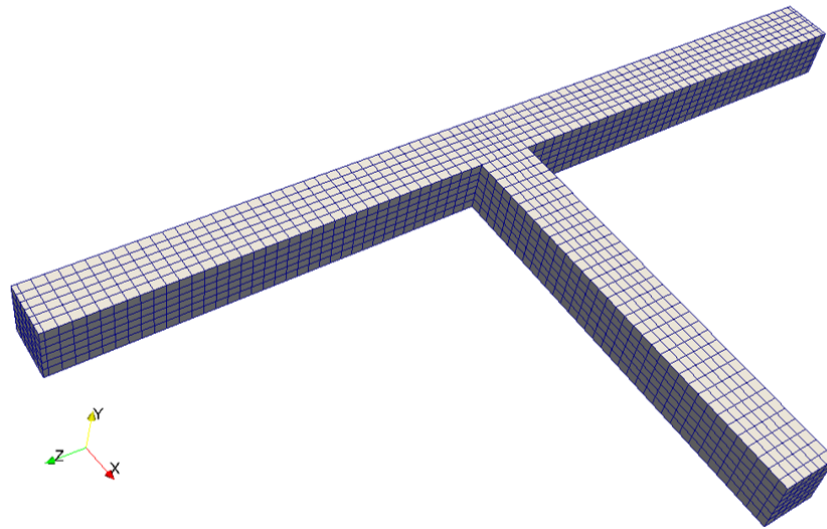


FIGURE A.1: Discrétisation 3D : maillage du béton

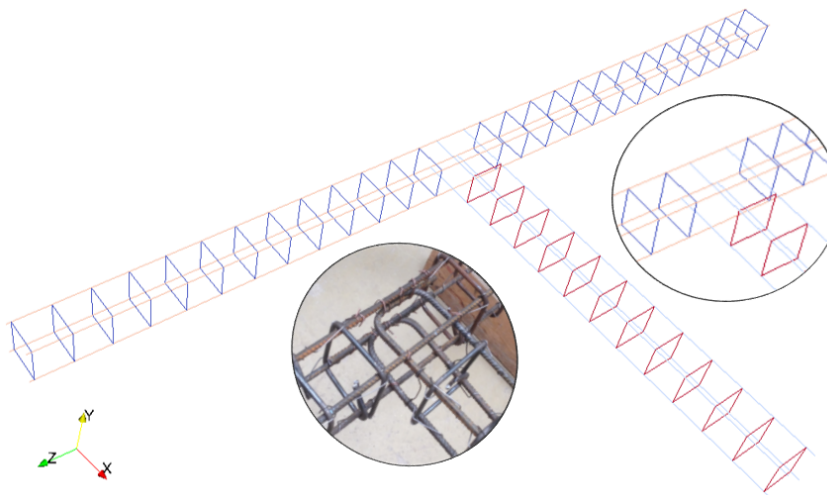


FIGURE A.2: Discrétisation 3D : maillage des armatures longitudinales et transversales

2.2 Conditions aux limites

L'identification du comportement de l'assemblage poutre-poteau, exploitant un dialogue intime essai-calcul, nécessite une modélisation de l'expérience la plus fidèle possible. Pour cela, un soin particulier doit être apporté à la modélisation des conditions aux limites de l'assemblage aux trois extrémités.

Grâce à une formulation globale de mesure de forme 3D et de champs de déplacements 3D surfaciques par stéréo-vision et stéréo-corrélation d'images [Beaubier *et al.*, 2014] et

[Dufour, 2015], la cinématique de l'éprouvette peut être mesurée pendant l'essai. Ceci permet de caractériser les conditions aux limites réelles imposées lors de l'essai.

Afin de caractériser les conditions aux limites aux trois extrémités de l'assemblage, le corps de l'éprouvette (assemblage poutre-poteau) est modélisé jusqu'au casque à chacune de ses extrémités (figure A.3) et les champs de déplacements (U_x , U_y , U_z) sont mesurés par stéréo-corrélation d'image pour chaque côté de chaque surface de l'extrémité près de chaque casque (chapitre 2, paragraphe 4.2). Ensuite, les champs de déplacements (U_x , U_y , U_z) à chaque nœud de trois surfaces vont être calculés en utilisant la théorie simplifiée des poutres.

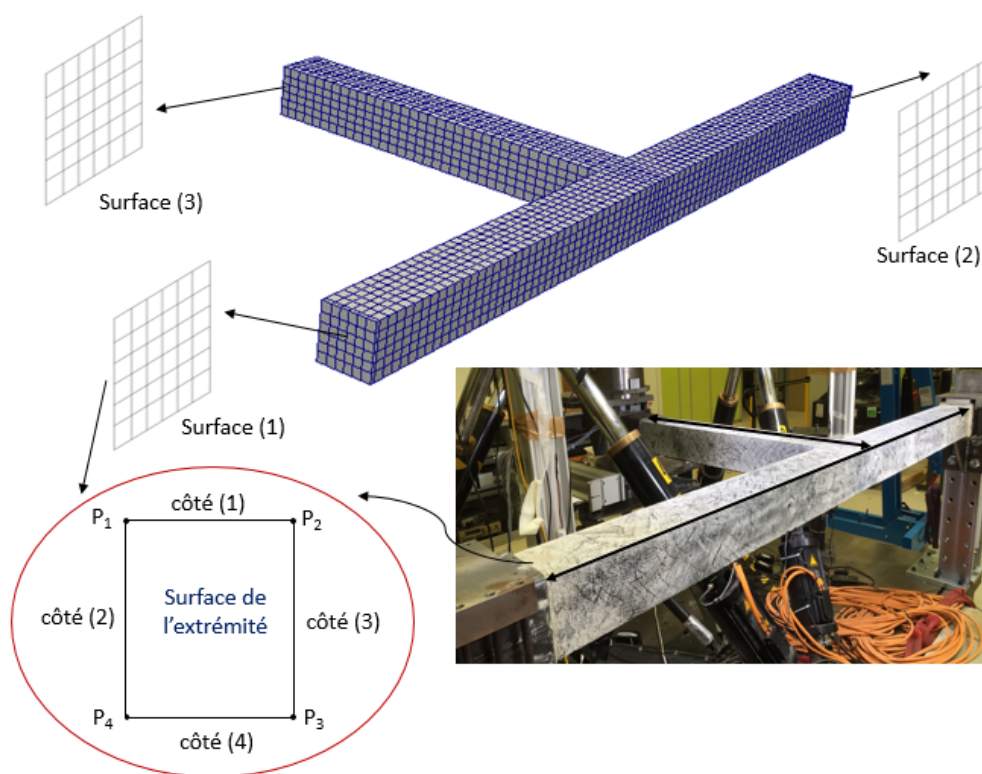


FIGURE A.3: Partie modélisée de l'éprouvette (assemblage poutre-poteau)

Pour mener les calculs de résistance des matériaux, les hypothèses suivantes sont considérées :

- Hypothèse de Bernoulli : au cours de la déformation, les sections droites restent perpendiculaires à la courbe moyenne.
- Les sections droites restent planes selon Navier-Bernoulli (pas de gauchissement).

L'hypothèse de cinématique d'Euler-Bernoulli considère qu'après déformation, les sections restent planes et perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre. Dans cette

hypothèse l'effort tranchant n'est pas pris en considération.

Selon l'hypothèse (sections droites) : quelles que soient les sollicitations appliquées à une poutre, la section reste plane et son aire est constante. Il est donc possible de définir le vecteur de déplacement d'un point quelconque d'une section à partir de trois déplacements (u, v, w) et trois rotations ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) en utilisant les équations suivantes.

$$\begin{aligned} U_x(x, y, z) &\approx u - y.\theta_z + z.\theta_y \\ U_y(x, y, z) &\approx v + x.\theta_z - z.\theta_x \\ U_z(x, y, z) &\approx w - x.\theta_y + y.\theta_x \end{aligned} \quad (\text{A.1})$$

Où :

- (U_x, U_y, U_z) : les déplacements dans le repère local de la poutre pour un point de la section situé aux coordonnées (x, y, z).
- (u, v, w) : les translations du point de la section sur l'axe X local de la poutre.
- ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) : la rotation de la section autour de l'axe X (respectivement Y, Z) local de la poutre.

Soit S la section d'une extrémité de l'assemblage (figure A.4) et soit (P_1, P_2, P_3, P_4, P_5) des points de cette surface. Supposons que les coordonnées de ces points à l'instant ($t = 0$) sont : $P_1^0(x_1^0, y_1^0, z_1^0), P_2^0(x_2^0, y_2^0, z_2^0), P_3^0(x_3^0, y_3^0, z_3^0), P_4^0(x_4^0, y_4^0, z_4^0)$ et $P_5^0(x_5^0, y_5^0, z_5^0)$.

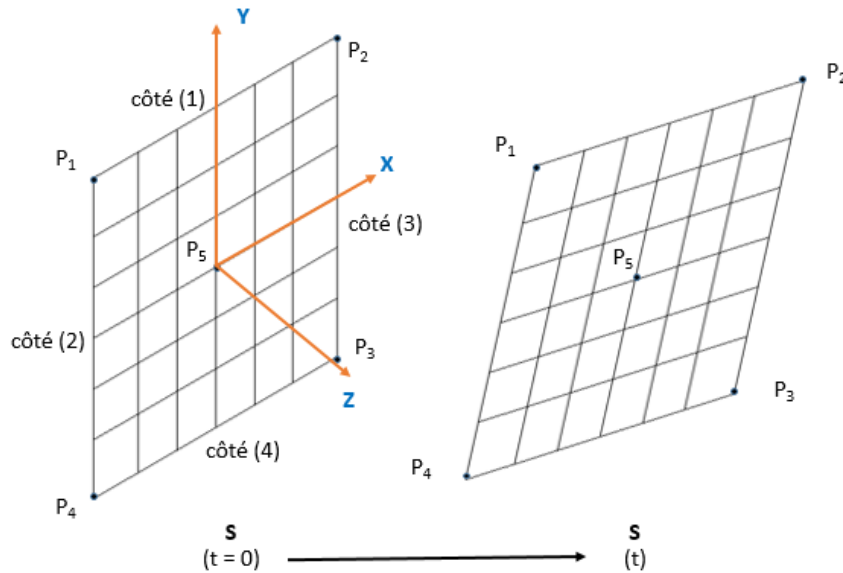


FIGURE A.4: Extrémité de l'assemblage à l'instant ($t=0$) et t

Supposons que les champs de déplacements mesurés par stéréo-corrélation d'image pour les points (P_1, P_2, P_3, P_4) à l'instant (t) sont respectivement : ($U_{1x}^i, U_{1y}^i, U_{1z}^i$), (U_{2x}^i

, U_{2y}^i, U_{2z}^i), $(U_{3x}^i, U_{3y}^i, U_{3z}^i)$ et $(U_{4x}^i, U_{4y}^i, U_{4z}^i)$. Donc, les coordonnées de ces points à l'instant (t) sont :

$$\begin{aligned} x_1^i &= x_1^0 + U_{1x}^i & y_1^i &= y_1^0 + U_{1y}^i & z_1^i &= z_1^0 + U_{1z}^i \\ x_2^i &= x_2^0 + U_{2x}^i & y_2^i &= y_2^0 + U_{2y}^i & z_2^i &= z_2^0 + U_{2z}^i \\ x_3^i &= x_3^0 + U_{3x}^i & y_3^i &= y_3^0 + U_{3y}^i & z_3^i &= z_3^0 + U_{3z}^i \\ x_4^i &= x_4^0 + U_{4x}^i & y_4^i &= y_4^0 + U_{4y}^i & z_4^i &= z_4^0 + U_{4z}^i \end{aligned} \quad (A.2)$$

Pour déterminer le vecteur normal (\vec{N}^i) à un plan passant par les trois points (P_1, P_2, P_4) à l'instant (t), on calcule le produit vectoriel entre deux vecteurs dans ce plan (V_1^i et V_2^i). On a donc :

$$\begin{aligned} \vec{V}_1^i &= \overrightarrow{P_1 P_4} = (x_4^i - x_1^i) \cdot \vec{i} + (y_4^i - y_1^i) \cdot \vec{j} + (z_4^i - z_1^i) \cdot \vec{k} \\ &= V_{1x}^i \cdot \vec{i} + V_{1y}^i \cdot \vec{j} + V_{1z}^i \cdot \vec{k} \end{aligned} \quad (A.3)$$

et

$$\begin{aligned} \vec{V}_2^i &= \overrightarrow{P_1 P_2} = (x_2^i - x_1^i) \cdot \vec{i} + (y_2^i - y_1^i) \cdot \vec{j} + (z_2^i - z_1^i) \cdot \vec{k} \\ &= V_{2x}^i \cdot \vec{i} + V_{2y}^i \cdot \vec{j} + V_{2z}^i \cdot \vec{k} \end{aligned} \quad (A.4)$$

La normale du plan passant par les trois points (P_1, P_2, P_4) à l'instant (t) est donnée par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} \vec{N}^i &= \vec{V}_1^i \wedge \vec{V}_2^i \\ &= (V_{1y}^i \cdot V_{2z}^i - V_{1z}^i \cdot V_{2y}^i) \cdot \vec{i} + (V_{1z}^i \cdot V_{2x}^i - V_{1x}^i \cdot V_{2z}^i) \cdot \vec{j} + (V_{1x}^i \cdot V_{2y}^i - V_{1y}^i \cdot V_{2x}^i) \cdot \vec{k} \\ &= N_x^i \cdot \vec{i} + N_y^i \cdot \vec{j} + N_z^i \cdot \vec{k} \end{aligned} \quad (A.5)$$

Ensuite, on calcule les rotations de la surface S ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) autour de l'axe X (respectivement Y, Z) à l'instant (t) en utilisant les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \theta_x^i &= \frac{N_z^i}{|N_z^i|} \cdot \arccos \left(\frac{N_y^i}{\sqrt{N_x^{i2} + N_z^{i2}}} \right) \\ \theta_y^i &= \frac{-V_{2x}^i}{|V_{2x}^i|} \cdot \arccos \left(\frac{-V_{2z}^i}{\sqrt{V_{2x}^{i2} + V_{2z}^{i2}}} \right) \\ \theta_z^i &= \frac{-V_{1y}^i}{|V_{1y}^i|} \cdot \arccos \left(\frac{-V_{1x}^i}{\sqrt{V_{1x}^{i2} + V_{1y}^{i2}}} \right) \end{aligned} \quad (A.6)$$

En remplaçant les coordonnées et les déplacements d'un des points (par exemple P_1) dans les équations (A.1), on obtient :

$$\begin{aligned} u^i &= U_{1x}^i + y_1^0 \cdot (\theta_z^i - \theta_z^0) - z_1^0 \cdot (\theta_y^i - \theta_y^0) \\ v^i &= U_{1y}^i - x_1^0 \cdot (\theta_z^i - \theta_z^0) + z_1^0 \cdot (\theta_x^i - \theta_x^0) \\ w^i &= U_{1z}^i + x_1^0 \cdot (\theta_y^i - \theta_y^0) - y_1^0 \cdot (\theta_x^i - \theta_x^0) \end{aligned} \quad (A.7)$$

Où $(\theta_x^0, \theta_y^0, \theta_z^0)$ sont les rotations de la surface S autour de l'axe X (respectivement Y, Z) à l'instant $(t = 0)$.

Donc, le vecteur de déplacement d'un point quelconque (P_j) d'une surface S à l'instant (t) est donné par les équations suivantes.

$$\begin{aligned} U_{jx}^i &= u^i - y_j^0 \cdot (\theta_z^i - \theta_z^0) + z_j^0 \cdot (\theta_y^i - \theta_y^0) \\ U_{jy}^i &= v^i + x_j^0 \cdot (\theta_z^i - \theta_z^0) - z_j^0 \cdot (\theta_x^i - \theta_x^0) \\ U_{jz}^i &= w^i - x_j^0 \cdot (\theta_y^i - \theta_y^0) + y_j^0 \cdot (\theta_x^i - \theta_x^0) \end{aligned} \quad (A.8)$$

2.3 Lois de comportement des matériaux

Cette section présente les lois de comportement des matériaux (béton et acier) utilisées dans ce travail pour la modélisation de l'assemblage poutre-poteau en béton armé.

2.3.1 Lois de comportement du béton

Un modèle d'endommagement à deux variables scalaires avec la plasticité (modèle Damage_TC) disponible dans Cast3M a été utilisé pour modéliser le béton.

Ce modèle a été développé par [Costa *et al.*, 2004] pour simuler le comportement des structures massives en béton en combinant l'endommagement et la plasticité. Il utilise deux variables d'endommagement, une pour la traction D_t et l'autre pour la compression D_c afin de découpler la dégradation mécanique du matériau en traction de celle en compression. L'expression de la contrainte est présentée dans l'équation A.9 :

$$\sigma = [1 - D_t(\tilde{\sigma}^+)] \cdot \tilde{\sigma}^+ + [1 - D_c(\tilde{\sigma}^-)] \cdot \tilde{\sigma}^- \quad (A.9)$$

$$\tilde{\sigma} = H \cdot (\epsilon^e - \epsilon^{an}) \quad (A.10)$$

Où $(\tilde{\sigma}^+$ et $\tilde{\sigma}^-)$ représentent la partie positive et négative de la contrainte effective (équation A.10), $(\epsilon^e, \epsilon^{an})$ sont la déformation élastique et inélastique respectivement, et

H est le tenseur d'ordre 4 de Hooke.

La loi d'évolution en traction (équation A.11) est exprimée en fonction des deux paramètres : seuil d'endommagement r^+ et variable du seuil limite r_0^+ (fonction de la limite élastique). Le modèle Damage_TC est régularisé énergétiquement grâce à l'introduction de l'énergie de fissuration G_f ainsi que de la longueur caractéristique l_{ch} qui est calculée automatiquement en fonction de la taille des mailles par le Jacobien des éléments.

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} e^{A^+(1-r^+/r_0^+)} \quad (\text{A.11})$$

$$A^+ = \left(\frac{G_f \cdot E}{l_{ch}^2} - 0.5 \right)^{-1} \geq 0 \quad (\text{A.12})$$

La force de ce modèle réside dans le fait qu'il est applicable pour des structures soumises à des chargements cycliques (contrairement au modèle Mazars). Néanmoins, le développement des déformations permanentes est principalement lié à l'endommagement dû à la compression D_c ce qui limite son domaine d'application.

Les paramètres du modèle Damage_TC utilisés pour la partie en béton dans l'assemblage poutre-poteau sont calibrés à partir des essais numériques (traction et compression simple) sur un élément cubique à 8 nœuds, ces paramètres sont présentés dans les tableaux A.1 et A.2. La figure A.5 illustre la signification des paramètres non-linéaire du modèle Damage_TC.

	E(GPa)	ν	$\sigma_{compression}$ (Mpa)	$\sigma_{traction}$ (Mpa)
Béton	25	0.2	41.16	3.6
Acier	185	0.3	$\sigma_y = 560$ Mpa	

TABLE A.1: Caractéristiques des matériaux

Paramètres	Description	Valeur
YOUN	Module de Young (Pa)	25×10^9
NU	Coefficient de Poisson	0.2
RHO	Masse volumique (kg/m^3)	2343
HLEN	Longueur caractéristique	$\sqrt[3]{V_{elem}}$
GVAL	Énergie de fissuration (J/m^3)	51.71
REDC	Coefficient d'abaissement (Pa)	2.92×10^6
FTUL	Limite en traction (Pa)	3.6×10^6
FC01	Limite élastique en compression (Pa)	-10×10^6
FCU1	Contrainte au pic de compression (Pa)	-41.16×10^6
RT45	Rapport en compression bi-axiale	1.18
STRU	Déformation ultime en compression	-0.035
EXTP	Déformation de référence en compression	-0.00153
STRP	Contrainte de référence en compression (Pa)	-30×10^6
EXT1	Déformation point A	-0.003
STR1	Contrainte point A (Pa)	-42×10^6
EXT2	Déformation point B	-0.005
STR2	Contrainte point B (Pa)	-38×10^6
NCRI	1 : post-pic en traction exponentielle 2 : post-pic en traction linéaire	1

TABLE A.2: Paramètres du modèle Damage_TC

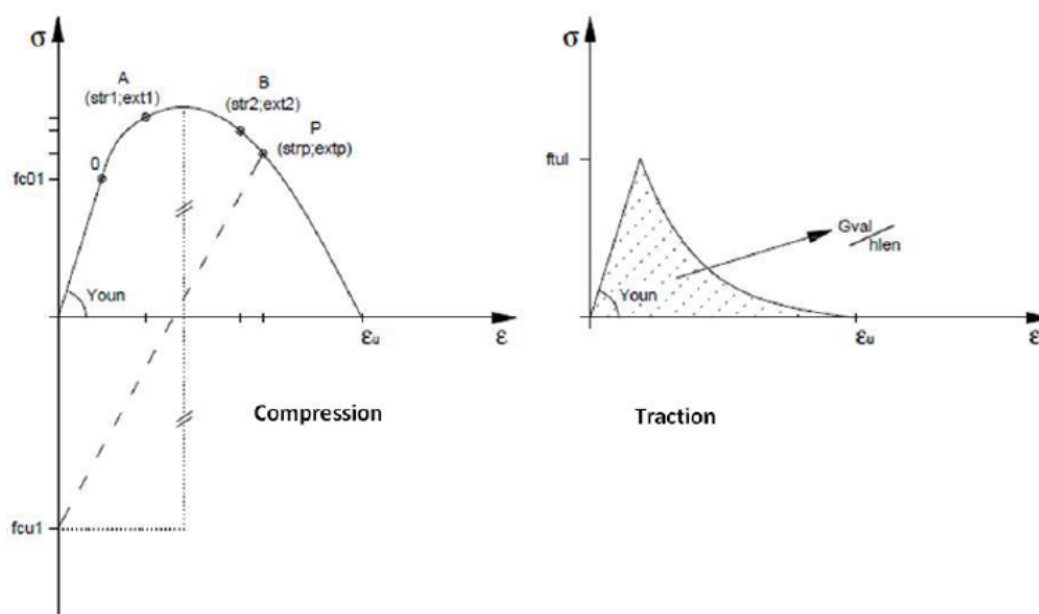


FIGURE A.5: Modèle d'endommagement Damage_TC en traction et compression

2.3.2 Lois de comportement de l'acier

Le comportement mécanique de l'acier est quasi identique en compression et en traction, il est caractérisé par deux phases : élastique et plastique. Pour un chargement cyclique, le module de décharge est identique au module élastique initial. Une idéalisation du comportement de l'acier peut être apportée à la courbe contrainte-déformation de l'acier simplifiant le comportement élasto-plastique avec une bonne représentation par un comportement élasto-plastique parfait. Elle est caractérisée par quatre paramètres : module élastique de Young E_s , limite élastique σ_y , déformation élastique ε_y , déformation ultime ε_u .

Deux modèles ont été utilisés pour modéliser l'acier :

- Modèle élastique pour modéliser les armatures transversales.
- Modèle élasto-plastique parfait pour modéliser les armatures longitudinales.

Les paramètres utilisés pour modéliser les barres en acier sont présentés dans le tableau A.3.

Paramètres	Description	Valeur
YOUN	Module de Young (Pa)	185×10^9
NU	Coefficient de Poisson	0.3
RHO	Masse volumique (kg/m^3)	7850
SIGY	Limite élastique (MPa)	$\phi 6 : 250$
		$\phi 8 : 560$

TABLE A.3: Paramètre du modèle de l'acier

2.4 Premiers résultats numériques

Dans la suite, les résultats des modélisations de l'essai sous le premier et deuxième chargement seront présentés.

2.4.1 Champs de déplacements imposés (consignes)

Nous montrons pour commencer les résultats numériques en utilisant les champs de déplacements imposés (consignes), sur les surfaces de deux extrémités du poteau bloquées dans toutes les directions (figure 2.2), et les champs de déplacements imposés (consigne) sont appliqués sur tous les nœuds de la surface de l'extrémité de la poutre comme montré dans les pré-études numériques (chapitre 2).

Il convient de mentionner que les axes (X, Y et Z) dans la modélisation numérique correspondent aux axes (X, Z et Y) respectivement dans les résultats expérimentaux.

Premier chargement : la figure A.6 présente la carte d'endommagement en traction produite par le modèle Damage_TC pour le premier chargement. On peut remarquer que

dès le dépassement du seuil élastique, la formation d'une rotule plastique dans la poutre au niveau de l'interface poutre-jonction (figure A.6-a). Ensuite, l'endommagement cyclique en traction conduit à la formation des fissures dans la poutre, qui travaille en flexion (figure A.6-b), et à la propagation des fissures au niveau de la jonction à partir de l'interface poutre-jonction (figure A.6-c). Ceci correspond à l'analyse par corrélation d'images numériques (figure 2.57). De plus, on ne note pas d'endommagement en compression dans l'assemblage (au niveau de la jonction) jusqu'à la fin du premier chargement.

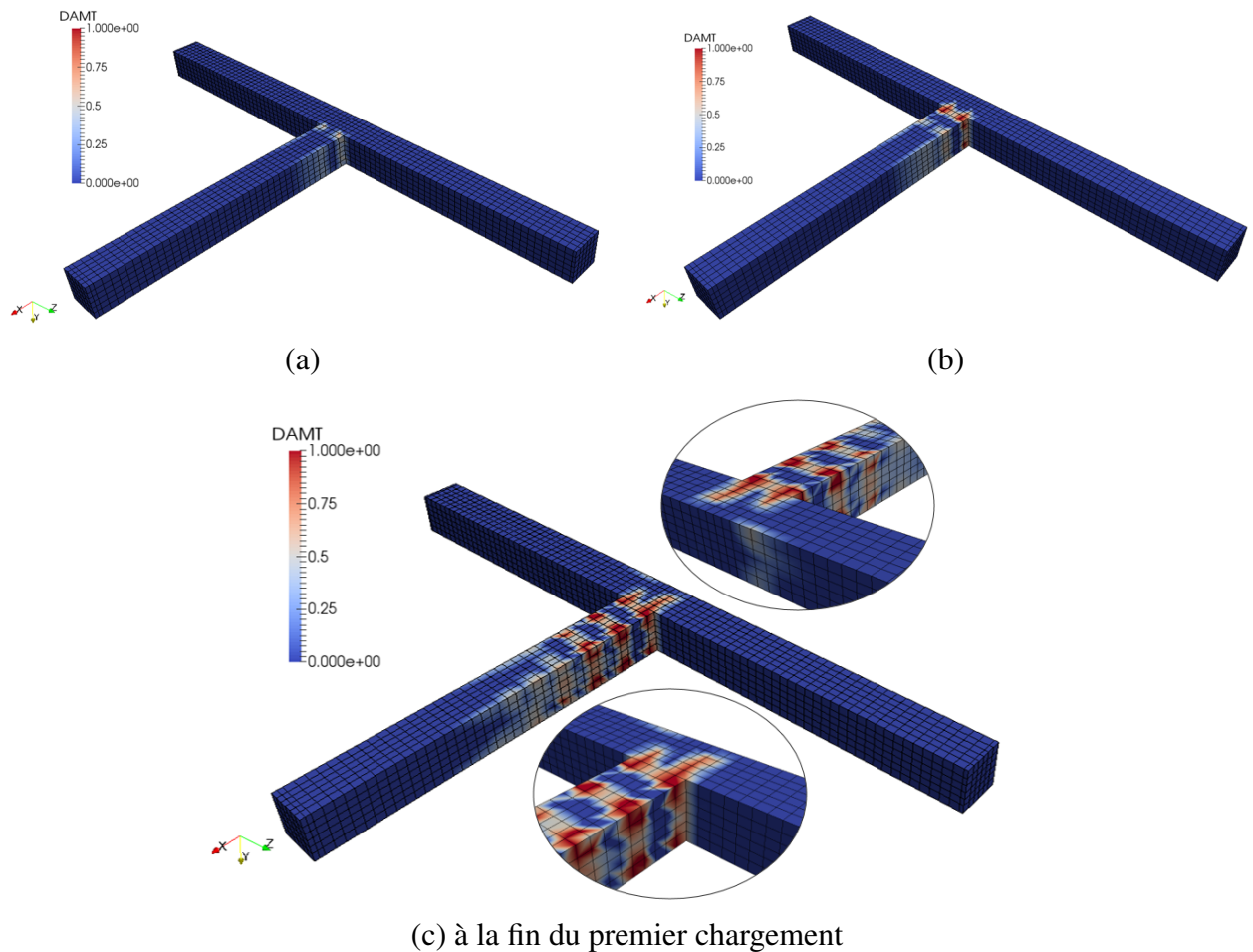


FIGURE A.6: Évolution du champ d'endommagement en traction de modèle Damage_TC sous premier chargement

Deuxième chargement : une non-convergence a été notée au niveau de la résolution non-linéaire sous le deuxième chargement pour le modèle Damage_TC (quatrième cycle, $t = 0.685$). Cela traduit soit un problème numérique au niveau du modèle de résolution non-linéaire de Cast3M, soit une rupture brutale dans l'assemblage poutre-poteau. Les

efforts obtenus par ce modèle pour les trois cycles du deuxième chargement dans deux directions (Y et Z) sont surestimés.

La figure A.7 présentent la carte d'endommagement en traction et en compression pour le modèle Damage_TC au temps ($t = 0.685$). On note que le modèle Damage_TC est capable de reproduire la carte d'endommagement. On remarque une apparition de nouvelles fissures dans la poutre et une propagation des fissures au niveau de la jonction, ceci est conforme à l'analyse par corrélation d'images numériques (figure 2.71). De plus, le début de la formation des bielles de compression dans le béton au niveau du nœud est noté (figure A.7) où les armatures confinent le béton pour assurer le comportement en cisaillement de l'assemblage. Donc, la perte de résistance au cisaillement de l'assemblage est attendue à cause de l'écrasement des bielles comprimées. Aucune plastification des armatures n'est notée.

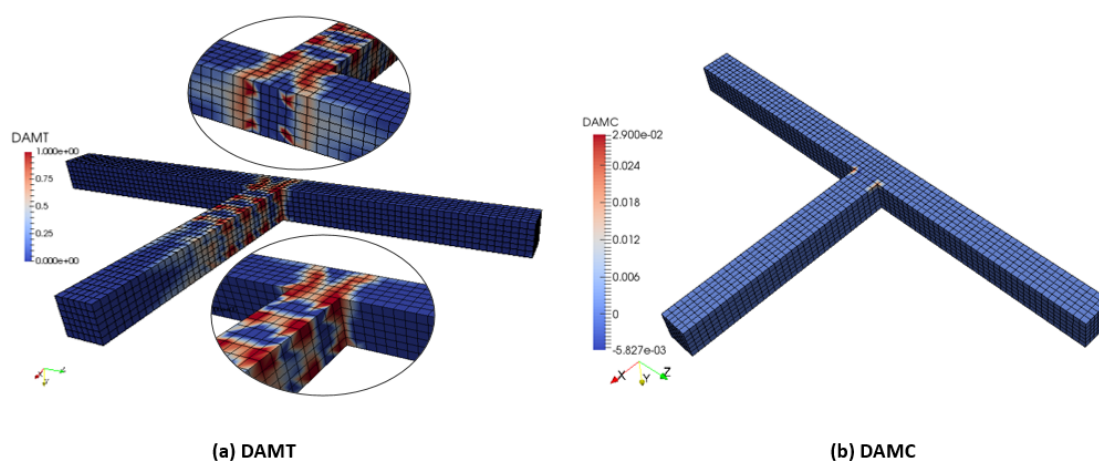


FIGURE A.7: Chargement (2) : champs d'endommagement en traction et en compression de modèle Damage_TC au temps ($t=0.685$)

2.4.2 Champs de déplacements mesurés par stéréo-corrélation d'image

Comme présenté dans le paragraphe 2.2, les conditions aux limites aux trois extrémités de l'assemblage poutre-poteau sont déterminées par stéréo-corrélation d'image et par l'approche simplifiée des poutres.

La figure A.8 montre le champ de déplacement mesuré U_y par stéréo-corrélation de quelques points sur l'extrémité de la poutre pour le premier chargement. On peut noter que le champ de déplacement mesuré U_y des points du côté supérieur (P_1 , P_2 , P_5) est mieux représenté que celui du côté inférieur (P_3 , P_4 , P_7) et des points (P_6 , P_8).

Le champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation est moins fiable sur le côté inférieur (figure A.9). Cela est dû soit à un manque d'informations concernant la face inférieure de l'éprouvette (trois caméras utilisées pour observer cette face), soit un problème concernant l'étalonnage du système de stéréo-corrélation effectué, soit un problème de convergence du code sous logiciel Matlab.

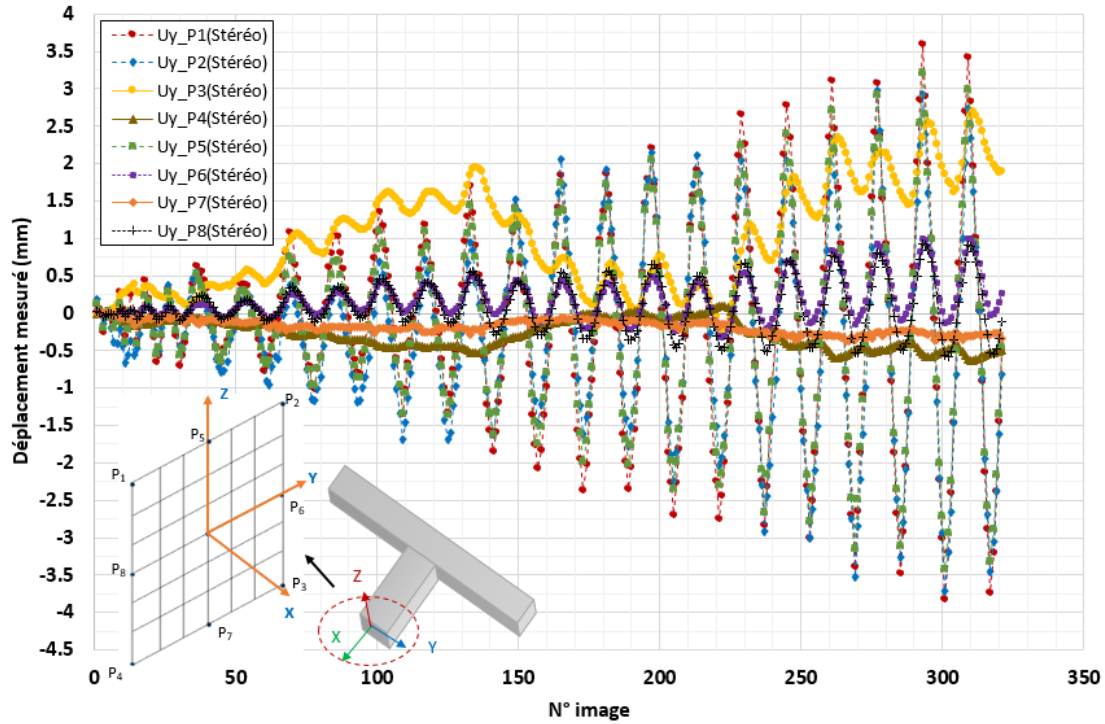


FIGURE A.8: Chargement (1) : champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation de l'extrémité de la poutre (Pout-Ext)

De même que pour les déplacements, les rotations de trois extrémités de l'assemblage (θ_x , θ_y , θ_z) calculées en utilisant le stéréo-corrélation et l'approche proposée (paragraphe 2.2) ne sont pas complètes. Donc, afin de valider la modélisation numérique pour le premier chargement, on va utiliser les champs de déplacements du point (P_5) de chaque extrémité et ignorer les rotations calculées comme montré dans le tableau A.4.

Extrémité	θ_x	θ_y	θ_z
Poteau_Ext(1)	libre	libre	bloquée
Poteau_Ext(2)	libre	libre	bloquée
Poutre_Ext	libre	libre	libre

TABLE A.4: Rotations considérées pour la validation

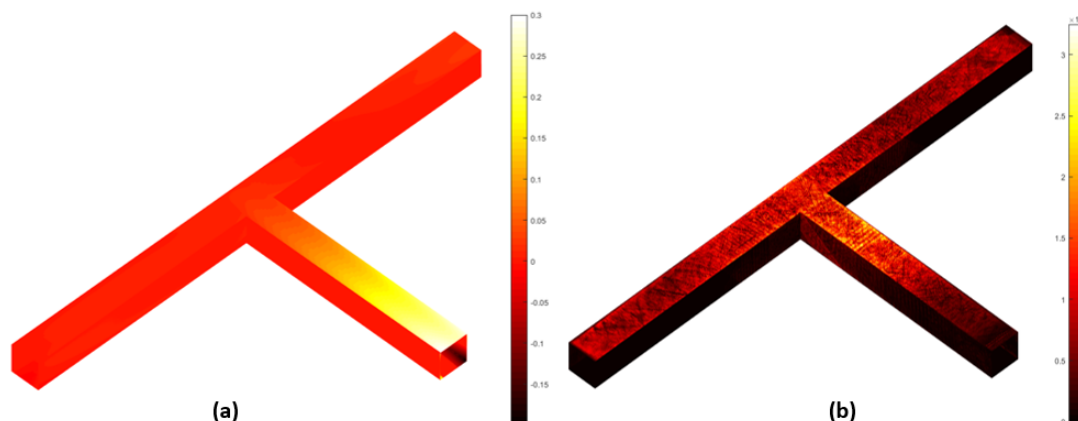


FIGURE A.9: Chargement (1) - image 300 : (a) champ de déplacement U_y mesuré par stéréo-corrélation, (b) champ de résidus mesuré par stéréo-corrélation

Premier chargement : la figure A.10 présente la carte d'endommagement en traction et en compression pour le modèle Damage_TC pour le premier chargement. On note que dès le dépassement du seuil élastique, une formation de deux rotules plastiques au niveau de l'interface poteau-jonction (figure A.10-a) et une rotule au niveau de l'interface poutre-jonction (figure A.10-b) puis des fissures apparaissent dans la face derrière et supérieure du poteau. Ensuite, des fissures dans la poutre en raison de la flexion et une propagation des fissures au niveau de la jonction (près de l'interface) sont observées (figure A.10-c). Aucun endommagement en compression n'est observé dans l'assemblage jusqu'à la fin du premier chargement.

La carte d'endommagement reproduite par le modèle Damage_TC en utilisant les champs de déplacements mesurés semble assez proche des résultats expérimentaux obtenus par corrélation d'images numériques (figure 2.57).

3 Conclusion

Les modélisations numériques des assemblages poutre-poteau en béton armé jouent un rôle important dans la caractérisation de leur comportement. Grâce à cette étape, plusieurs aspects peuvent être clarifiés à l'échelle micromécanique. Pour obtenir un résultat numérique convenable, il faut un maillage suffisamment fin qui demande un temps de calcul important et une puissance informatique conséquente. De plus, une attention particulière doit être portée sur la modélisation ou la caractérisation des conditions aux limites.

Cette annexe avait pour but de valider la modélisation initiale d'un assemblage poutre-poteau en béton armé sous sollicitations cycliques complexes en se basant sur les résultats

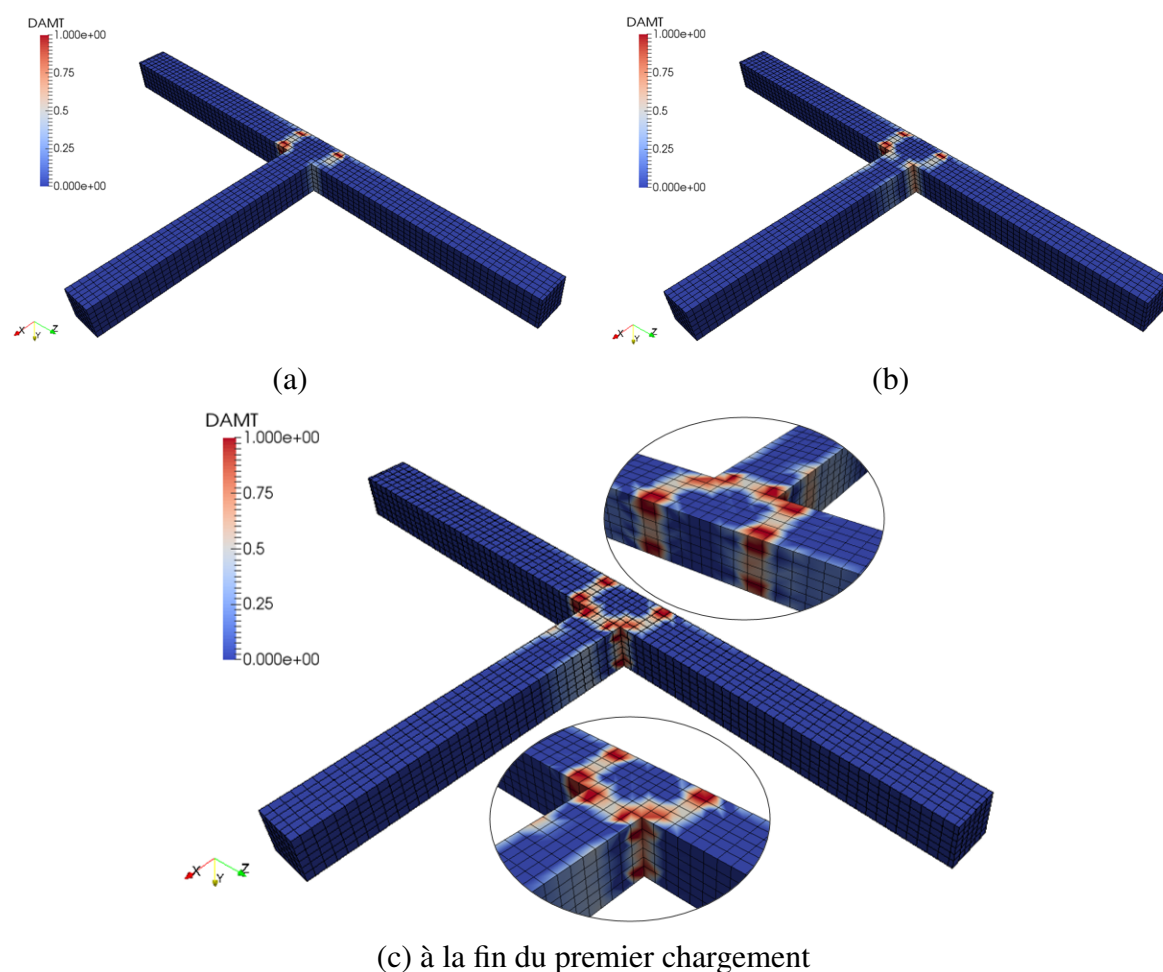


FIGURE A.10: Évolution du champ d'endommagement en traction de modèle Damage_TC sous premier chargement

expérimentaux et les mesures de champs optiques (stéréo-corrélation d'image).

En premier lieu, une approche selon la théorie simplifiée des poutres a été présentée afin de caractériser les conditions aux limites aux trois extrémités de l'assemblage poutre-poteau en utilisant les champs de déplacements mesurés par stéréo-corrélation d'image. Ensuite, nous avons présenté les résultats des modélisations numériques de l'essai expérimental en utilisant les conditions aux limites parfaites et les conditions aux limites caractérisées par l'approche proposée dans ce chapitre. Pour le deuxième cas, du fait que les champs de déplacement mesurés par stéréo-corrélation d'images étaient plus fiables pour le côté supérieur de chaque extrémité de l'assemblage que les autres côtés, les rotations des extrémités calculées par l'approche proposée ont été ignorées. Les résultats ont été comparés avec les résultats expérimentaux. Une amélioration de la prise en compte complète des conditions limites permettra dans un futur proche de proposer une méthodologie permettant une meilleure reproduction des résultats expérimentaux.

Bibliographie

- [ACI-318, 1971] ACI-318 (1971). Building code requirements for reinforced concrete. Rapport technique, American Concrete Institute.
- [ACI-318, 2002] ACI-318 (2002). Recommendations for design of beamcolumn connections in monolithic reinforced concrete structures. Rapport technique, American Concrete Institute.
- [Alath et Kunnath, 1995] ALATH, S. et KUNNATH, S. (1995). Modeling inelastic shear deformations in RC beam-column joints. *Engineering mechanics*, (2):822–825.
- [Altoontash, 2004] ALTOONTASH, A. (2004). *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints*. Thèse de doctorat, Stanford University.
- [Altoontash et Deierlein, 2003] ALTOONTASH, A. et DEIERLEIN, G. (2003). *A versatile model for beam-column joints*. ASCE Structures Congress, Seattle, WA.
- [Baglin et Scott, 2000] BAGLIN, P. S. et SCOTT, R. H. (2000). Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Connections. *ACI Structural Journal*, 97(6): 886–894.
- [Beaubier *et al.*, 2014] BEAUBIER, B., DUFOUR, J., HILD, F., ROUX, S., LAVERNHE-TAILLARD, S. et LAVERNHE-TAILLARD, K. (2014). CAD-based calibration of a 3D-DIC system : Principle and application on test and industrial parts. *Exp. Mech.*, 54(3): 329–341.
- [Biddah et Ghobarah, 1999] BIDDAH, A. et GHOBARAH, A. (1999). Modelling of shear deformation and bond slip in reinforced concrete joints. *Structural Engineering and Mechanics*, 7(4):413–432.
- [Braga *et al.*, 2001] BRAGA, F., DE CARLO, G., GIGLIOTTI, R. et LATERZA, M. (2001). Modellazione dell’aderenza nei meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. in presenza di armature lisce (Modeling of the bond-slip behavior in the response mechanisms of RC beam-column joints with plain round bars). In *ANIDIS (Ed.) : X Congresso Nazionale L’Ingegneria Sismica*, Italia, Potenza-Matera (In Italian).
- [Calvi *et al.*, 2002] CALVI, G. M., MAGENES, G. et PAMPANIN, S. (2002). Relevance of beam-column damage and collapse in RC frame assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(S1):75–100.
- [Carpiuc, 2015] CARPIUC, A. (2015). *Dialogue essai-calcul pour le pilotage de fissuration contrôlée du béton*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.

- [Chen, 2006] CHEN, T. (2006). *Development of a low invasive seismic retrofit solution for under-designed frame systems based on a metallic haunch*. Thèse de doctorat, University of Canterbury, Christchurch.
- [Clyde *et al.*, 2000] CLYDE, C., PANTELIDES, C. P. et REAVELEY, L. D. (2000). Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation. Rapport technique, Berkeley, CA : University of California.
- [Costa *et al.*, 2004] COSTA, C., PEGON, P. et ARÊDE, A. (2004). *Implementation of the damage model in tension and compression with plasticity in Cast3m*. Report EUR, ISPC, CEC, JRC, Ispra (VA), Itália.
- [Dreux et Festa, 1995] DREUX, G. et FESTA, J. (1995). *Nouveau guide du béton et de ses constituants*. Eyrolles, Huitième édition.
- [Dufour, 2015] DUFOUR, J. (2015). *Mesures de forme, de déplacement, et de paramètres mécaniques par stéréo-corrélation d'images isogéométrique*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- [El-Metwally et Chen, 1988] EL-METWALLY, S. et CHEN, W. (1988). Moment-rotation modeling of reinforced concrete beam-column connections. *ACI Struct J*, 85(4):384–394.
- [Eligehausen *et al.*, 1982] ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E. et BERTERO, V. (1982). *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*.
- [Elmorsi *et al.*, 2000] ELMORSI, M., KIANOUSH, M. et TSO, W. (2000). Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(3):490–505.
- [Fleury *et al.*, 2000] FLEURY, F., REYNOUARD, J. et MERABET, O. (2000). Multicomponent model of reinforced concrete joints for cyclic loading. *Journal of engineering mechanics*, 126(8):804–811.
- [Genesio, 2012] GENESIO, G. (2012). *Seismic Assessment of RC Exterior Beam-Column Joints and Retrofit with Haunches Using Post-Installed Anchors*. Thèse de doctorat, Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde.
- [Hamil, 2000] HAMIL, S. J. (2000). *Reinforced Concrete Beam-Column Connection Behaviour*. Thèse de doctorat, Durham University.
- [Hanson et Conner, 1967] HANSON, N. et CONNER, H. (1967). Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints. *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, 93:533.
- [Hasnaoui, 2014] HASNAOUI, F. (2014). *Modélisations simplifiées pour l'analyse du risque sismique de bâtiments en béton armé*. Thèse de doctorat, Université de Paris Ouest Nanterre.
- [Hassan, 2011] HASSAN, W. (2011). *Analytical and Experimental Assessment of Seismic Vulnerability of Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement in Concrete Buildings*. Thèse de doctorat, University of CALIFORNIA, BERKELEY.

- [Hertanto, 2005] HERTANTO, E. (2005). *Seismic assessment of pre-1970s reinforced concrete structures*. Thèse de doctorat, University of Canterbury, Christchurch.
- [Hwang et Lee, 1999] HWANG, S. et LEE, H. (1999). Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance. *ACI Structural Journal*, 96(5):846–858.
- [Lettow, 2006] LETTOW, S. (2006). *Bond Element for nonlinear Finite Element Analysis - Application to Lap Splices*. Thèse de doctorat, University of Stuttgart, German.
- [Lowes et Altoontash, 2003] LOWES, N. et ALTOONTASH, A. (2003). Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129(12):1686–1697.
- [Lowes et al., 2003] LOWES, N., MITRA, N. et ALTOONTASH, A. (2003). *A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California,.
- [Mahajan, 2009] MAHAJAN, M. (2009). *Evaluation of shear strength and effective width of reinforced concrete exterior beam-column joints*. Thèse de doctorat, Chennai, IIT Madras.
- [Mazars, 1984] MAZARS, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat, Université de Paris 6.
- [Minami et Nishimura, 1985] MINAMI, K. et NISHIMURA, Y. (1985). Anchorage Strength of Bent Bar in Exterior Joints. In *Design of Reinforced Beam-Column Joints : 2nd U.S. - N.Z. - Japan Seminar, Tokyo University*.
- [Mitra et al., 2011] MITRA, N., MITRA, S. et LOWES, L. (2011). Probabilistic model for failure initiation of reinforced concrete interior beam-column connections subjected to seismic loading. *Engineering Structures*, 33(1):154–162.
- [Morita et Kaku, 1984] MORITA, S. et KAKU, T. (1984). Slippage of reinforcement in beam-column joint of reinforced concrete frame. In *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, pages 21–28, San Francisco, CA, USA.
- [Nagai et al., 1996] NAGAI, T., KASHIWAZAKI, T. et NOGUCHI, H. (1996). Three dimensional nonlinear finite element analysis of RC interior beam-column joints with ultra high-strength materials under bi-directional load. *s.l. : Trans Japan Concr Inst 1996*, (18).
- [Nguyen, 2012] NGUYEN, T. (2012). *Analyses du comportement de rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- [Nishimura et Minami, 1988] NISHIMURA, Y. et MINAMI, K. (1988). Anchorage behavior of bent bar in exterior beam-column joints under seismic loading. In *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, pages 639–644, Japan Association for Earthquake Engineering, Tokyo.

- [Ožbolt *et al.*, 2001] OŽBOLT, J., LI, Y.-J. et KOŽAR, I. (2001). Microplane Model for Concrete with Relaxed Kinematic Constraint. *International Journal of Solid and Structures* 38, 38(16):2683–2711.
- [Pampanin *et al.*, 2007] PAMPANIN, S., BOLOGNINI, D. et PAVESE, A. (2007). Performance-Based Seismic Retrofit Strategy for Existing Reinforced Concrete Frame Systems Using Fiber-Reinforced Polymer Composites. *Journal of Composites for Construction*, 11(2):211–226.
- [Pampanin *et al.*, 2002] PAMPANIN, S., CALVI, G. et MORATTI, M. (2002). Seismic Behaviour of RC Beam-Column Joints Design for Gravity Loads. *In 12th European Conference on Earthquake Engineering*, page 726, London.
- [Pampanin *et al.*, 2003] PAMPANIN, S., MAGENES, G. et CARR, A. (2003). Modelling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam-column joints. *In Proceedings of the FIB symposium*.
- [Pantelides *et al.*, 2002] PANTELIDES, C. P., HANSEN, J., NADAULD, J. et REAVELEY, L. D. (2002). Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details. Rapport technique, Berkeley, CA : University of California.
- [Park, 1997] PARK, R. (1997). A static force-based procedure for the seismic assessment of existing reinforced concrete moment resisting frames. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 30, No. 3:635–643.
- [Park et Paulay, 1975] PARK, R. et PAULAY, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley and Sons, First Edition.
- [Paulay, 1989] PAULAY, T. (1989). Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-Column Joints subjected to seismic loading. *ACI Structural Journal*, (86)6:635–643.
- [Paulay et Priestley, 1992] PAULAY, T. et PRIESTLEY, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York, NY : Wiley.
- [Priestley et Hart, 1994] PRIESTLEY, M. et HART, G. (1994). *Royal Palm Resort, Guam, Seismic Behavior of As-Built and As-Designed Corner Joints*. SEQAD Consulting Engineers, Solana Beach, CA.
- [Sagbas, 2007] SAGBAS, G. (2007). *Nonlinear Finite Element Analysis of Beam-Column Subassemblies*. Thèse de doctorat, University of Toronto.
- [Sharma *et al.*, 2011] SHARMA, A., ELIGEHAUSEN, R. et REDDY, G. (2011). A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, part I : exterior joints. *Engineering Structures*, 33(3):1034–1051.
- [Sharma *et al.*, 2009] SHARMA, A., GENESIO, G., REDDY, G. et ELIGEHAUSEN, R. (2009). Nonlinear dynamic analysis using microplane model for concrete and bond slip model for prediction of behavior of nonseismically detailed RCC beam-column joints. *Engineering Structures*, 36(4):250–257.
- [Shin et LaFave, 2004] SHIN, M. et LAFAVE, J. (2004). Testing and modeling for cyclic joint shear deformations in rc beam-column connections. *In 13th World Conference on Earthquake Engineering*.

- [Sun *et al.*, 2005] SUN, Y., PANG, J. and Wong, C. et SU, F. (2005). Finite-element formulation for a digital image correlation method. *Appl. Optics.*, 44(34):7357–7363.
- [Sutton *et al.*, 2009] SUTTON, M., ORTEU, J. et SCHREIER, H. (2009). Image correlation for shape, motion and deformation measurements : Basic Concepts, Theory and Applications. Springer, New York, NY (USA).
- [Sutton *et al.*, 1983] SUTTON, M., WOLTERS, W., PETERS, W.H. and Ranson, W. et MCNEILL, S. (1983). Determination of displacements using an improved digital correlation method. *Im. Vis. Comp.*, 1(3):133–139.
- [Taylor, 1974] TAYLOR, H. P. J. (1974). The behaviour of in situ concrete beam-column joints. Rapport technique, London : Cement and Concrete Association.
- [Taylor et Clarke, 1976] TAYLOR, H. P. J. et CLARKE, J. L. (1976). Some detailing problems in concrete frame structures. *The Structural Engineer*, 54(1):19–32.
- [Tomicevic *et al.*, 2013] TOMICEVIC, Z., HILD, F. et ROUX, S. (2013). Mechanics-aided digital image correlation. *Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 48(5): 330–343.
- [Uzumeri, 1977] UZUMERI, S. (1977). Strength and ductility of cast-in-place beam column joints. *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, Hawkins, N. M., ed., American Concrete Institute, Detroit, Michigan.*, pages 293–350.
- [Vecchio et Collins., 1986] VECCHIO, F. et COLLINS., P. (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI J.*, 83(2):219–231.
- [VISHAY, 1999] VISHAY (1999). Théorie des capteurs à jauges. Rapport technique, Encyclopédie VISHAY en Français.
- [Youssef et Ghobarah, 2001] YOUSSEF, M. et GHOBARAH, A. (2001). Modelling of RC beam-column joints and structural walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(01): 93–111.